

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ LARBI BEN MHIDI- OUM EL BOUAGHI

FACULTÉ DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES

THÈSE

Pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Département : **Génie Civil**

Option : **Génie Civil**

**CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DE L'INCIDENCE DE LA PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT
NON LINÉAIRE DES STRUCTURES CONTREVENTÉES PAR VOILES EN BÉTON ARMÉ
ESTIMATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE**

Présentée par :

Mr. ATMANI ALI

Devant le jury :

Pr. FERHOUNE Nouredine	Professeur, Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi	Président
Pr. BOUDAOUZ Zeineddine	Professeur, Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi	Rapporteur
Pr. DJEBBAR Nabil	Professeur, Université Mentouri Constantine 1	Co-rapporteur
Pr. BELOUAR Abd El Ghani	Professeur, Université Mentouri Constantine 1	Examineur
Pr. LASSOUED Rachid	Professeur, Université Mentouri Constantine 1	Examineur

Soutenue le : **24/11/2022**



"اقْرَأْ بِاسْمِ رَبِّكَ الَّذِي خَلَقَ (1) خَلَقَ الْإِنْسَانَ مِنْ عَلَقٍ
(2) اقْرَأْ وَرَبُّكَ الْأَكْرَمُ (3) الَّذِي عَلَّمَ بِالْقَلَمِ (4) عَلَّمَ الْإِنْسَانَ مَا لَمْ يَعْلَمْ (5) "

"IN THE NAME OF GOD, THE MERCIFUL, THE COMPASSIONATE"

- (1) Read: In the name of thy Lord Who createth,
- (2) Createth man from a clot.
- (3) Read: And thy Lord is the Most Bounteous,
- (4) Who teacheth by the pen,
- (5) Teacheth man that which he knew not.

"AU NOM DE NOTRE SEIGNEUR MISERICORDIEUX "

- (1) Lis, au nom de ton Seigneur qui a créé,
- (2) qui a créé l'homme d'une adhérence.
- (3) Lis ! Ton Seigneur est le Très Noble,
- (4) qui a enseigné par la plume [le calame],
- (5) a enseigné à l'homme ce qu'il ne savait pas.

❖ صدق الله العظيم ❖

LISTE DES MATIERES

Remerciements	
Résumé	i
Abstract	ii
ملخص	iii
Liste des Figures	iv
Liste des Tableaux	xii
Liste des Symboles et Abréviation	xiv
1. Introduction	01
2. Problématique	01
3. Objectifs	02
B1. Comportement global	02
B2. Comportement local	03
4. Approche suivie pour la concrétisation des objectifs précités.....	03
5.- Organisation de la thèse.....	04
• Introduction	04
• Le chapitre 1	04
• Le chapitre 2	04
• Le chapitre 3	04
• Le chapitre 4	04
• Le chapitre 5	04
• Le chapitre 6	05
• Le chapitre 7	05
• Conclusions	05
Chapitre 01 : Notions sur la conception parasismique en performance	06
1.- Conception philosophique de base	06

1.2.- Conception à niveaux de performance multiples [1]	08
1.2.1. Cohérence dans la conception parasismique	09
1- Service.....	09
2- Contrôle de l'endommagement	09
3- Ultime	10
1.2.2. Approches de dimensionnement parasismiques	10
1.2.3. Méthodes d'analyse	12
1.- Elastiques linéaires	12
2- Non linéaires et inélastiques non linéaires	13
1.2.4.- Procédures de dimensionnement	13
1.2.5.- Etat de développement (aspect normatif)	17
1.2.6.- Evaluation parasismique en performance.....	18
1.2.6.1- Spectre de capacité.....	18
1.2.7.-Méthode du Coefficient de Déplacement.....	20
1.2.8.-Indices d'endommagement pour des structures en béton armé.....	21
Références	22

Chapitre 02 : Comportement parasismique des voiles structuraux	25
1.- Intérêt structurel et leçons tirées des récents séismes	25
2.- Catégorisation des voiles structuraux.....	25
2.1.- Catégorisation des voiles structuraux selon les formes géométriques usuelles.....	26
2.1.1.- Les voiles structuraux couplés	26
2.1.2.- Les voiles structuraux en profilés	26
2.1.3- Impact de la forme Sectionnelle sur le comportement	27
2.1.4- Impact des ouvertures sur l'efficacité du voile-structurelle.....	28
2.2- Critère d'élancement.....	28
2.2.1- Les voiles structuraux élancés.....	29
2.2.2.- Les voiles structuraux courts	29
3.- Critère de ductilité.....	29
3.1.- Voiles ductiles.....	29
3.1.1- L'EC8 [23] recommande trois classes de ductilité (DCL, DCM et DCH)	30
3.1.2.-ACI (American Concrete Institute) 318-19	30
3.1.3.- ASCE/SEI 41-13	30
3.1.4.- Approche de ductilité selon le NZS (New Zealand Standard) 4203.....	31

3.2.- Voiles structuraux à ductilité limitée	33
4.- Modes de ruine des voiles-structuraux	34
4.1.- Voiles structuraux élancés	34
a.)- Rupture par flambement de l'âme d'un voile (out of plane effect)	34
b.)- Rupture de barres dans la zone de plastification (rotule plastique)	36
c.)- Rupture par écrasement (compression) d'un voile-structurel.....	36
4.2.- Voiles structuraux courts	38
a.)- Mécanisme de rupture par tension diagonale	38
b.)- Mécanisme de rupture par compression	39
c.)- Mécanisme de rupture par glissement	39
5. comportement parasismique.....	40
a.)- Hiérarchie dans la dissipation de l'énergie	40
b.)- Plastification des voiles ductiles par effet flexionnel	41
c.)- Contrôle de la distorsion par cisaillement	41
d.)- La hiérarchie désirée d'une résistance.....	42
Références.....	43

Chapitre 03 : modèles et théories sur l'acier et le béton.....	45
3.1- Introduction	45
3.2- Modèle contrainte déformation du béton non confiné	45
3.2.- Confinement du béton et armature de confinement	46
3.2.1.-Principe	46
3.2.2.-Aspect mécanique	46
3.2.3 Pression latérale effective de confinement.....	48
3.3.- Caractéristiques et comportement des armatures dans le béton	50
3.3.1.- Comportement de l'acier sous charge monotonique de traction uni-axiale	50
3.3.2.- Modèle de Mander et al.	51
3.3.3.- Paramètres influant la performance flexionnelle des sections en béton confiné	51
3.4.-Mécanismes du cisaillement dans une section en béton armé	53
3.4.1.-Mécanismes de base	53
3.4.2- Différents comportement du cisaillement aux niveaux des éléments structuraux	55
3.4.3- Comportement et développement du mécanisme du cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structurel) sans et avec armature transversale	57
a.)- Élément poutre (ou voile-structurel) en B.A sans armature transversale	58

b).- Elément poutre (ou voile-structurel) en B.A avec une armature transversale	59
3.4.4- Analogie dans le comportement d'un voile-structurel et d'un élément poutre en B.A à travers leurs aspects géométriques	60
3.4.5- Description analytique des composants du cisaillement dans un élément poutre ou voile-structurel en béton armé et aspect réglementaire selon l'ACI 318-14/19	62
3.4.6.- Résistance nominale du cisaillement V_n dans un voile-structurel	65
3.4.6.1.- Cisaillement et Friction	65
3.4.6.2.- Flexion et effort normal	66
3.4.6.3.-Rupture par cisaillement dans les voiles-structuraux élancés	67
3.4.7. –Conclusion	68
Référence	68
3.5.- Théorie du Champs de Compression «Compression Field Theory MCFT »	70
3.5.1.- Introduction	70
3.5.2.- Contraintes et déformations moyennes	72
Références	75

Chapitre 04 : aspect important de modélisation « état d'art Partie 01»	77
4.1- Introduction	77
a)- Modèles continus « continuum-Model »	77
b)- Modèles à plasticité concentrée	78
c.- Modèles à plasticité distribuée	79
d.- Les modèles à rotules concentrées Vs Les modèles a plasticités continue et distribuées ...	79
4.1.2- Demande Analyse vs. Capacité Analyse	80
4.1.3-Analyse Elastique vs. Inélastique	80
4.1.4-Relation F-D pour une déformation monotonique	81
a. – Comportement initial « linéaire »	82
b. – Zone d'augmentation de résistance « écrouissage »	82
c.- Résistance optimale.....	82
d. – Limite de ductilité « une imite difficile à définir»	82
e.- Perte de résistance	82
f.- Résistance résiduel	83
g.- Dégradation totale	83
4.1.5.- Conception basée sur la résistance via analyse élastique	84
4.1.6- Conception basée sur la résistance via inélastique analyse	84

4.1.7- Déformation élastique et plastique	85
4.1.8- Estimation du comportement inélastique	87
4.1.9- Relation Force-Déplacement dans la norme ASCE41	87
4.1.10- Cycle de chargement et de déchargement et boucles d'hystérisés	89
4.1.11- Boucles d'hystérisé : Relation entre courbe Force-Déformation (Backbone-Curve) et boucles d'hystérisé	90
4.1.12- Boucles d'hystérisé dans CSI PERFORM-3D	91
4.1.13- Rotule a longueur nulle « Rigid-Plastic Fiber Hinge »	92
4.1.14- Position de l'axe neutre dans une section fissurée et non fissurée	93
4.1.15- Prise en compte de l'effet de cisaillement dans les voiles-structuraux	94
4.1.16- Différentes approche de modélisation d'un voile-structurel	94
Références	96
« Modélisation état d'art partie 02 » modélisation en macro- éléments des structures contreventées par voiles- structuraux en B.A « état d'art»	97
4.2.- Introduction	97
4.2.1- Classe des modèles	98
4.2.2.- Les modèles microscopiques	98
4.2.3- Les modèles macroscopiques	98
1. - One-Vertical-Line-Élément Model (OVLEM)	98
2.-Three-Vertical-Line-Element Model (TVLEM)	100
3.-Multiple-Vertical-Line-Element-Models with and without shear-flexural interaction ...	102
4.-D Shear Panel Element Model (2-D SPEM)	103
5.-Non-Linear Truss Model « Modèle Non Linéaire en Treillis»	105
6.- Modèle multicouches (Shell éléments)	108
7.- Le modèle à base d'éléments fibres (Fiber-Based Model)	109
4.2.4.- Conclusions.....	113
4.3.- Différentes Approche de modélisation des Linteaux :	114
4.3.1- Introduction	114
4.3.2- Linteaux de forte profondeur	114
4.3.3.- Poutres linteaux (poutres de faibles hauteurs)	115
4.3.4.-Poutres–linteaux modérément profondes« niveau dalle encre au sommet du linteau ».....	116
4.3.5 Poutres – linteaux modérément profondes « niveau dalle au niveau du linteau »	118

4.3.6.- Conclusion	118
Références.....	118

Chapitre 05 : Impact Du Choix Du Model De Simulation De La Zone De Plastification Sur Le Comportement Nonlineaire De La Structure Et Sur La Qualité Des

Résultats.....	122
5.1- Introduction	122
5.2- Principes de modélisation du comportement non linéaire des voiles en BA	122
5.3.- Ductilité et Courbure	122
a)- Ductilité de déplacement	122
b)- Ductilité de courbure	123
5.4.- Corrélation entre ductilité globale et ductilité locale	124
5.5.- Analyse statique non linéaire méthode de la poussée progressive (pushover) :	127
5.5.1.- Introduction	127
5.5.2- Approche philosophique	127
5.5.3- Description Analytique	128
5.5.4.- Procédure de calcul de la méthode du Spectre de Capacité	131
5.5.4.1.-Définition de la structure et loi de comportement des nœuds plastiques	131
5.5.4.2.-Définition de la distribution de la force latérale	132
5.5.4.3.- Détermination de la demande sismique	133
1)-Spectre élastique	133
2)-Spectre inélastique pour une ductilité constante	133
3).- Analyse non linéaire statique	134
4).- Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté	134
5).-Linéarisation de la courbe de capacité et comparaison avec le spectre de la demande	135
6)- Courbe de Capacité de la structure A-D et déplacement cible du SSDL.....	136
7)- Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté et évaluation de la demande globale et locale	136
5.6.-CAS D'ETUDE	137
5.6.1.- Description de la structure	137
5.6.2- Modélisation des rotules plastiques	138
5.6.3.- Présentation et discussion des résultats de l'analyse pushover.....	140

5.6.4.- Conclusions	142
Références.....	142

Chapitre 06 : Etude paramétrique sur les facteurs influant le comportement Non

linéaire d'un voile structural en béton armé	144
6.1. Introduction	144
6.2. Modélisation.....	145
6.2.1. Modèles microscopiques.....	145
6.2.2. Modèles macroscopiques.....	145
6.2.3. Modélisation du voile structural à l'aide d'un macro-modèle d'éléments de fibre.....	145
6.2.4. Catégorisation des murs de cisaillement en béton (ASCE /SEI41-13)	146
6.2.5. Aspect de la modélisation.....	146
6.2.6. Données de modélisation	146
6.2.7. La boucle dégradée (cas trilineaire)	148
6.3. Calibrage des modèles.....	149
6.4. Étude paramétrique.....	154
6.4.1- États limites des matériaux	155
6.4.2. États limites pour un comportement flexionnel (limite d'élasticité et limite ultime)	155
6.4.3. États limites pour un comportement en cisaillement (distorsion)	156
6.5. Paramètres Influentes	157
6.5.1. Étendue de la rotule plastique L_p	157
6.5.2. Résistance du béton f_{c28}	163
6.5.3. Rapport d'acier longitudinal ρ_l	164
6.5.4. L'effort normal réduit v	167
6.5.5. Rapport d'acier transversal ρ_{sh}	167
6.5.6. Étendue de la section confinée CS.....	168
6.5.7. Rapport d'élancement λ	169
6.5.8. Effet de la bielle de compression.....	172
6.6. Conclusion.....	174
6.6.1.- Étendue de la rotule plastique L_p	174
6.6.2.- Résistance du béton f_{c28}	174
6.6.3.- Taux d'armature longitudinale ρ_l	174

6.6.4.- Effort normal réduit v	174
6.6.5.- Taux d'armature transversale ρ_{sh}	174
6.6.6.- Étendue de la section confinée CS	174
6.6.7.- Effet de la bielle de compression et du rapport d'élanement λ	175
Références	175
Chapitre 07 : Facteur de Comportement	178
7.1.Introduction.....	178
7.2. Facteur de Comportement R	178
7.2.1. Facteur de ductilité R_{μ}	179
7.2.2. Facteur de réserve de résistance R_s	182
7.3. Proposition pour le facteur de comportement.....	183
7.3.1.- Proposition 1	184
7.3.2.- Proposition 2	185
7.4. Recommandations	187
Références.....	187
Conclusion et perspectives	189
Conclusion	189
Perspectives	191
ANNEXE	193
A.1.- Description mathématique du modèle analytique.....	193
A.1.1.- Relations entre les degrés de liberté du macroélément et les degrés de liberté conventionnels	195

REMERCIEMENTS

***Le Prophète (que la prière d'Allah et Son salut soient sur lui) a dit :
« Celui qui ne remercie pas les gens n'a pas remercié Allah ».***

Sans Equivoque mes remerciements vont à Monsieur «Pr. DJEBBAR Nabil» (Co-rapporteur) Professeur à l'Université de Constantine- Algérie, et à Monsieur « Pr. BOUDAOUZ Zeineddine » (Rapporteur) Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi, et le Pr. Ingénieur « AMAR CHANTI » (Ctc-Est) , de m'avoir permis de bénéficier de leurs conseils et compétences scientifiques et de m'avoir témoigné une grande confiance. Je les remercie aussi pour leurs soutiens moral, leurs encouragements et leurs patiences, leurs dévouements et sans lesquels ce travail n'aurait pu voir le jour.

Je remercie vivement Messieurs « Pr. BELOUAR Abd El Ghani » (Examineur) et, « Pr. LASSOUED Rachid » (Examineur) de l'Université Mentouri Constantine I de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

J'exprime ma gratitude à Monsieur « Pr. FERHOUNE Noureddine » (Président) Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi, de l'honneur qu'il m'a fait de présider le jury de cette thèse.

Je remercie mes collègues Messieurs, Ing. Mokhtar Hamdi, Ing. Expert Mohamed Noui, Dr.Anouar Souadek, Dr.Ali Zine Elaabidine et Dr. Adel Boulebd qui m'ont soutenu et m'ont encouragé tout le long de ce travail.

Il m'est également apparu primordial d'exprimer ma gratitude à l'ensemble du staff administratif et particulièrement à Mme « Lilia Berrahal » qui m'a été d'un grand soutien.

Pour terminer, mes dernières paroles vont à ceux qui m'ont soutenu cœurs et âmes qui ont œuvré dans l'ombre en silence loin des feux des projecteurs, à mon défunt Père (رحمه الله), à ma Mère et mes Frères et Sœurs, mes Enfants et à ma Femme pour ses sacrifices et son attention.

Résumé

Malgré leurs performance structurelle satisfaisante vis-à-vis des actions horizontales, les structures contreventées par voile ont enregistrées des dommages palpables voir important et ce même pour ceux qui ont été dimensionnées selon les codes en vigueur, après les récentes attaques sismique des années 2010 et 2011. Ces carences en déformation et en capacité de résistance, doivent être ausculté d'une manière profonde, et revoir probablement les fondements des concepts et les grandeurs physiques, énergétiques et géométriques qui déterminent les limites règlementaires en déformation et en résistance à ne pas dépasser. Pour ce, l'exploitation des résultats d'un essai expérimental est indispensable afin de les utilisés comme paramètres dans le calibrage du modèle et dans le choix du macro-modèle. Ce dernier doit fidèlement capturer analytiquement le comportement non linéaire du voile en B.A testé expérimentalement. La validation du model analytique par apport à celui de l'essai expérimental, a permis de conduire une étude paramétriques, qui prend en compte l'interaction entre l'influence de la zone de plastification, appelée communément Longueur Plastique L_p et divers paramètres d'influant tel que: l'élancement géométrique λ , la résistance à la compression du béton f_{c28} , le rapport d'armature longitudinal ρ_l , le rapport horizontal d'acier ρ_{sh} , le rapport axial v et la profondeur de la zone de confinement CS. L'étude paramétrique présentée dans l'article a été menée à l'aide d'une analyse non linéaire de type Pushover, établis avec le logiciel Peform3D de Csi. L'analyse a pris en compte l'effet conjugué, du cisaillement et de la flexion dans le modèle analytique. il a été constaté que les capacités des Voiles-Structuraux sont très sensibles à f_{c28} , v , ρ_l , L_p et ils sont moins sensibles à ρ_{sh} et CS. Cependant, (λ) est le facteur le plus décisif affectant la réponse non linéaire du voile-structurel. Une nouvelle limite d'élancement liée à l'effort normal réduit v et des déformations appropriées des rotations sont recommandées pour fournir une aide immédiate aux ingénieurs concepteurs et aux personnes impliquées dans la rédaction des codes.

Mots clés : Voiles en Béton Armé, Rotule plastique L_p , l'élancement géométrique λ , zone de confinement CS.

Abstract

Shear walls are very efficient structural elements to resist lateral seismic disturbance. Despite the aforementioned seismic performance, recent investigations report that they have suffered from significant structural damage after recent seismic activity, even for those complying with seismic provisions. These deficiencies in resistance and deformation capacities need to be explored. This study considers the influence of plastic length L_p , concrete compressive strength f_{c28} , longitudinal reinforcement ratio ρ_l , transverse reinforcement ratio ρ_{sh} , reduced axial load ν , confinement zone depth CS and focusing on the geometric slenderness λ . The parametric study has been conducted through NL pushover analysis using Peform3D software. The chosen coupled shear-flexure fiber macro model was calibrated with well-known cyclic experimental specimens. The paper points out the discrepancy between the two well-known codes EC8 and ASCE/SEI 41-13. In fact, the value of the slenderness ratio (λ) that trigger the beginning of a purely flexural behaviour recommended by EC8 ($\lambda > 2$) is very different from the value of the ASCE/SEI 41-13 ($\lambda > 3$) without accounting for the effect of the reduced axial force. Finally, it was found that RCW capacities are very sensitive to f_{c28} , ν , ρ_l , L_p and less sensitive to ρ_{sh} and CS. However, (λ) is the most decisive factor affecting the NL wall response. A new limit of slenderness related to the reduced normal force ν , and an appropriate deformations of rotations are recommended to provide an immediate help to designers and an assistance to those involved with drafting codes.

Keywords: Shear walls ; Plastic Hinges L_p ; Slenderness Ratio λ ; Confinement Zone CS.

ملخص

جدران القص هي عناصر هيكلية فعالة للغاية لمقاومة الإضطراب الزلزالي. وعلى الرغم من الأداء الزلزالي الفعال ، تشير التحقيقات التقنية الميدانية الأخيرة إلى أنهم تعرضوا لأضرار هيكلية كبيرة بعد النشاطات الزلزالية الأخيرة على سبيل المثال: شيلي، تركيا، الجزائر، اليابان في سنة 2010 ، 1999 ، 2003 ، 1995 على التوالي ، و ذلك حتى بالنسبة للجدران التي صممت بالقوانين والأحكام الزلزالية السارية المفعول. ولهذا يجب إعادة النظر في جل المعاملات وحدود الإعدادات المعمول بها حالياً والتي بينت الأحداث الزلزالية الأخيرة ضعف مقاومتها وقصورها على مقاومة التشوهات الكبيرة. تأخذ هذه الدراسة بعين الاعتبار تأثير ومدى انتشار التشوه على طول جدار القص و تكوُّن مفصل مرن L_p ، قوة الانضغاط الخرسانية f_{c28} ، ونسبة التسليح الطولي ρ_l ، ونسبة التسليح العرضي ρ_{sh} ، وتأثير الحمل العمودي على نسبة التشوه و المرونة ، وعمق منطقة إحتواء الخرسانة CS وفي الأخير، تم التركيز على نسبة النحافة الهندسية (λ). لذلك تم إجراء دراسة بارامترية من خلال تحليل NL Pushover باستخدام برنامج «Peform3D» و تمت مقارنة النموذج المختار الذي يتميز بمقاومة القص –انحناء بنماذج تجريبية معروفة خضعت لقوى دورية متغيرة مع الزمن (cycliques). تشير الورقة البحثية إلى التناقض بين اللائحيتين القانونيتين المعروفتين EC8 و ASCE/SEI 41-13 في تعيين قيمة نسبة النحافة الهندسية (λ) التي تؤدي إلى بداية السلوك الانحنائي لجدار القص. بحيث قيمتها في وثيقة EC8 هي ($\lambda > 2$) و التي تختلف تماماً عن قيمتها في ASCE/SEI 41-13 و التي تقدر بـ ($\lambda > 3$) ، وأيضا دون مراعاة تأثير قوة الحمل العمودي على نسبة النحافة الهندسية (λ) . وأخيراً، تبين أن المفصل المرن L_p ، قوة الانضغاط الخرسانية f_{c28} ، ونسبة التسليح الطولي ρ_l ، ونسبة التسليح العرضي ρ_{sh} ، لها تأثير كبير على قدرات جدران القص ، بينما نسبة التسليح العرضي ρ_{sh} وعمق منطقة إحتواء الخرسانة CS هي أقل تأثيراً ، ومع ذلك يبقى (λ) هو العامل الأكثر حسماً في سلوك جدار القص وعلى كيفية استجابته للقوى الزلزالية. في هذا البحث تم اقتراح علاقة جديدة لمعامل النحافة الهندسية (λ) تكون مرتبطة بقيمة الحمل الأفقي واقتراح حدود مناسبة للتشوهات توافق جدران القص التي تقاوم القص والانحناء في آن واحد. هذه التوصيات ستكون بمثابة معيار يساعد المهندسين المدنيين المصممين وكذلك المعنيين بصياغة القوانين التقنية الخاصة بحماية المباني من خطر الزلازل.

الكلمات المفتاحية :

جدران القص، المفصل المرن L_p ، معامل النحافة الهندسية (λ) ، عمق منطقة إحتواء الخرسانة CS

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : NOTIONS SUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE EN PERFORMANCE

- Figure 1.1 Niveaux de performance
- Figure 1.2 Réponse structurelle pour différents niveaux de chargement
- Figure 1.3 Caractéristiques pour 3 niveaux de performance
- (a) Accélérogrammes
 - (b) Spectre élastique
- Figure 1.4 Spectre de capacité

CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT PARASISMIQUE DES VOILES STRUCTURAUX

- Figure 2.1 Formes usuelles des voiles structuraux
- Figure 2.2 Effet de l'interaction d'une structure mixte Voiles-Poteaux (Outriggerring interaction)
- Figure 2.3 Géométrie usuelle des voiles-structuraux en élévation
- Figure 2.4 Type de voiles-structuraux et leurs composants
- Figure 2.5 Facteur "S" pour différents types de voiles-structuraux
- Figure 2.6 Variation des moments Fléchissant le long de la hauteur du voile structurel
- Figure 2.7 Voile ductile :
- a.- en console
 - b.- couplé avec linteaux
 - c.- couplé par une dalle uniquement
- Figure 2.8 Flambement général de la partie saillante d'un voile-structurel en L
- Figure 2.9 a)- Flambement du talon d'un voile structurel en profilé
- b)- Rupture des Armature longitudinales
- Figure 2.10 Flambement et rupture des barres d'acier
- Figure 2.11 Flambement et rupture des armatures
- Figure 2.12 Mode de ruine par tension :
- (a) corner to corner crack
 - (b) steep-angle crack
- Figure 2.13 Mode ruine par Compression-Diagonale
- Figure 2.14 Mode de ruine par effort tranchant de glissement

- Figure 2.15 Modes de rupture des voiles courts
- Figure 2.16 Boucles d'hystérésis charge-déplacement
- Figure 2.17 a.) Réponse Force-déplacement : 1.- Idéal, 2.- Optimal, 3.-Effet de cisaillement
 b.) Courbe hystérésis d'une réponse d'un voile-structurel - console flexion-cisaillement
 c.) Réponse hystérésis d'un voile-structurel gouverné par le cisaillement

CHAPITRE 03 : MODELES ET THEORIES SUR L'ACIER ET LE BETON

- Figure 3.1 a) Relation typique contrainte-déformation
 b) Influence de Contrainte sur la Déformation.
- Figure 3.2 Modèle du béton non confiné
- Figure 3.3 Pression de confinement fournie pour différents arrangements de l'armature transversale
- Figure 3.4 Distribution de la pression latérale :
 a) Pression latérale le long de la profondeur de l'élément
 b) Pression latérale réelle, moyenne et équivalente
- Figure 3.5 Distribution de la pression latérale dans une section rectangulaire d'un voile structurel
- Figure 3.6 Histoire de déformation en Traction monotonique $\sigma - \epsilon$ d'une barre en acier
- Figure 3.7 Modèle contrainte – déformation de l'acier longitudinal
- Figure 3.8 Performances flexionnelles des sections en béton confiné
- Figure 3.9 Flux de contrainte de cisaillement dans un élément poutre (Arthur H.Nilson et al.2010)
- Figure 3.10 a-f Trajectoire des contraintes principales dans un élément de poutre (Arthur H.Nilson et al. 2010) [4]. Les fissures vont apparaitre quand : $f_1 > f_c$.
 G -Région d'influence du cisaillement ou l'effet de traction diminue conséquemment la résistance de la compression du béton.
 H. Modes de rupture d'un élément en béton sous différents cas de contraintes (Helmut Kupfer, Hubert k. Hilsdorf and Hubert Rusch 1969)
- Figure 3.11 a)- Développement de fissure au niveau de l'âme ; Mode de rupture causé par l'écrasement du béton de l'âme
 b)- Les fissures causées par la flexion se transforment en fissures de cisaillement ; Mode de rupture causée la rupture le long des aciers de flexion
- Figure 3.12 Diffusion du cisaillement dans une poutre épaisse
- Figure 3.13 Cisaillement dans voile-structurel élancé et court
- Figure 3.14 Cisaillement dans une jonction poutre-poteau
- Figure 3.15 Effet de goujon provoqué par la friction entre agrégats et la compression

- Figure 3.16 Cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structurel) avec et sans armature transversale
- Figure 3.17 Cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structurel) sans armature transversale
- Figure 3.18 Cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structurel) avec armature transversale
- Figure 3.19 Distribution du développement du mécanisme interne du cisaillement dans un élément poutre armée. ACI-ASCE Comité 426-1973 reprise sous la permissions du ASCE
- Figure 3.20 Comparaison entre :
- a).- Capacité de cisaillement Vs portée de cisaillement « $\frac{a}{d}$ »
- b).- Capacité de cisaillement Vs rapport géométrique $\lambda = \frac{h_w}{l_w}$
- Figure 3.21 Etat de contraintes dans un élément : $\sigma_t =$ Contrainte de traction , $f_v =$ Contrainte de cisaillement, $\bar{\sigma}_t = f_t$, $\tau_v = f_v$
- Figure 3.22 Expression détaillée du cisaillement selon, l'ACI 318-14-Chap 22.5.5.1
- Figure 3.23 Contribution de l'armature transversale
- Figure 3.24 Modèle montrant les forces à prendre en considération pour l'estimation des forces de traction T_{s1} et T_{s2} pour un voile-structurel
- Figure 3.25 Forces de cisaillements et de moments latéraux d'un voile-structurel ; forces prescrites par le code et les forces correspondant au développement de la résistance nominale à la flexion
- Figure 3.26 Modèle Treillis de Ritter et analogique de Mörsch
- Figure 3.27 Etat de contraintes « approximatives » et contraintes au niveau de la fissure.
- Figure 3.28 Compatibilité des déformations et équilibre approximatif de contraintes aux niveaux des fissures
- Figure 3.29 a)- Relation déformations - contraintes pour béton fissuré
b) Relation déformations - contraintes pour béton tendu
- Figure 3.30 a)- Equilibre en termes de contraintes locaux au niveau de la fissure.
b)- Paramètres influençant la fissure
c)- Transmission de la contrainte de cisaillement le long de la fissure par effet « Aggregate-interlock »

CHAPITRE 04 : Modélisation Etat d'Art Partie 01 ASPECT DE MODELISATION

- Figure 4.1 Différents type de model pour une simulation numérique (web).
- Figure 4.2 Model continu « element finis »
a)-élément surfacique
b)-éléments solides
- Figure 4.3 Modèles à plasticité concentrée :
a)- rotule plastique
b)- non linéaire rotule de type ressort.
- Figure 4.4 Modèles à plasticité distribuée de type éléments fibres.
- Figure 4.5 Différentes approches de modélisation à différentes échelles.
- Figure 4.6 Relation force-déformation pour un composant structurel typique
- Figure 4.7 Différents cas de comportement
- Figure 4.8 Maximum déformation plastique et cumulée
- Figure 4.9 Rapport de ductilité
- Figure 4.10 Inélastique déformation admissible pour différents niveau de performance
- Figure 4.11 a) ASCE 41 courbe Force-déformation
b) Dommage et niveau de performance
c) Principaux stations de déformation
d) État limite de la courbe Force-déformation
- Figure 4.12 Relation entre courbe Force-Déformation (Backbone-Curve) et Courbes d'hystérise.
- Figure 4.13 Boucles hystérise dans CSI PERFORM-3D
- Figure 4.14 Changement de position de l'axe neutre dans une section fissurée (interaction)
- Figure 4.15 Relation F-D de cisaillement L'ASCE41 spécifié $G = \frac{E}{2 \times (1 + \theta)}$
- Figure 4.16 Modélisation d'un voile-structurel par
a) Eléments-Couches
b) Element-cadre et Elément-finis
c) Elément Fibres

« Modélisation Etat d'Art Partie 02 »

MODELISATION EN MACRO-ELEMENTS DES STRUCTURES CONTREVENTEES PAR VOILES- STRUCTURAUX EN B.A « ETAT D'ART»

- Figure 4.17 a) Différents modèles analytique de type (OVLEM),
b) Effet de l'interaction d'une structure mixte Voiles-Poteaux (Outtriggeringinteraction)
c) problème de basculement
- Figure 4.18 a) Idéalisations du modèle analytique de type (TVLEM),
b) Propriété géométrique du (TVLEM)
c) Idéalisations du modèle analytique de type (AESM), Modèle analytique de type (TVLEM par Linde)
- Figure 4.19 a) Modèle analytique de type (MVLEM) 2D-3D,
b) Hauteur du centre de rotation « ch »
c) Effet de Cisaillement et flexionnel prise d'une manière découplée,
d) Superposition du modèle « *Stacks model* » (MVLEM)
- Figure 4.20 a) Contraintes σ_x et σ_y et contrainte de cisaillement uniforme τ_{xy} ,
b) Propriété du modèle (SPEM 2-D)
c) Déformation du modèle analytique de l'élément incompatible Vs iso-paramétrique élément
- Figure 4.21 a) Idéalisations du modèle analytique de type treillis (NLTM)
b) disposition des éléments de treillis bielle effective b_{eff} .
- Figure 4.22 a) Idéalisations du modèle analytique de type (Shell éléments),
b) Introduction des propriétés *géométrique et mécanique* du modèle de type (Shell éléments)
c) Combinaisons de contraintes possible dans le modèle (Shell éléments).
d) Exemple pratique d'introduction des propriétés d'un voile-structurel.
- Figure 4.23 MVLEM Eléments -Fibre développé par Fischinger et al [2012].
- Figure 4.24 Modélisation d'un linteau de forte hauteur gouverné par le cisaillement
- Figure 4.25 Poutres linteaux à dominance flexionnelle (poutres- mince (faible-auteurs)
- Figure 4.26 Poutre-linteau modérément profonde « niveau dalle encre au sommet du linteau ».
- Figure 4.27 Poutre- linteau modérément profonde « niveau dalle encre au niveau du linteau ».

CHAPITRE 05 : IMPACT DU CHOIX DU MODEL DE SIMULATION DE LA ZONE DE PLASTIFICATION SUR LE COMPORTEMENT NONLINEAIRE DE LA STRUCTURE ET SUR LA QUALITE DES RESULTATS

- Figure 5.1 Courbe force-déplacement idéalisée
- Figure 5.2 Coefficient de ductilité au sens de l'EC8
- Figure 5.3 Voile-structurel en console avec une force latérale au moment ultime
- Figure 5.4 Longueur et Profondeur de diffusion de la Rotule Plastique
- Figure 5.5 Comportement sectionnel et limites
- Figure 5.6 Facteur de transformation Γ
- Figure 5.7 a) Idéalisation de la Rotule pour le modèle à base d'éléments –Fibres Modèle
b) Force/Moment-déformation Rotation Multi-Linéaire.
- Figure 5.8 Distribution de forces horizontales associées
- Figure 5.9 Spectre d'accélération –déplacement (A-D) (web)
- Figure 5.10 Courbe Capacité
- Figure 5.11 a) Bi-linéarisation de la courbe de capacité des SDOF
b) Spectre de capacité SDOF
- Figure 5.12 a) $T^* \leq T_c$ Courbe de capacité de la structure et de la demande sismique, domaine des Périodes courtes
b)- $T^* > T_c$ domaine des périodes moyenne et longues $S_d = S_{de}$
- Figure 5.13 Vue en plan et en élévation de la structure considérée
- Figure 5.14 a.- Courbe contrainte –déformation béton non confiné
b.- Courbe contrainte –déformation béton confiné
c.- Courbe contrainte –déformation Acier Fe400
d.- Etat limite d'acceptance acier béton pour le modèle fiber et layer
- Figure 5.15 a.- Section transversale du modèle « Pier »
b.- Etat limite d'acceptance acier béton du modèle « Pier » Moment Curvature (M- Φ)
- Figure 5.16 Courbes d'évolution des contraintes et déformations acier-béton le long du voile
- Figure 5.17 Effort tranchant de base (KN) – déplacement relatif ?
- Figure 5.18 Courbes d'évolution contraintes- déformations acier-béton le long du voile au niveau sectionnel
- Figure 5.19 Evolution de la formation de la rotule plastique

CHAPITRE 6 : ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES FACTEURS INFLUANT LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UN VOILE STRUCTUREL EN BETON ARME

- Figure 6.1 Principaux Modes de Ruines pour voiles-structuraux
- Figure 6.2a Elément Fibre
- Figure 6.2b Discrétisation Béton-Acier en Fibres
- Figure 6.3 Étapes de modélisation dans Perfrom3D
- Figure 6.3a Model de comportement Béton-Acier
- Figure 6.3b Facteur de dégradation d'Energie Béton-Acier
- Figure 6.3c Cisaillement provoqué par effet de bielle
- Figure 6.3d Relation Cisaillement - déformation (PERFORM)
- Figure 6.4 Cas Extrême, avant le point de déformation U
- Figure 6.5 Idéalisation de la section transversale par éléments Fibres
- Figure 6.6 Idéalisation de la section transversale par éléments Fibres
- Figure 6.6a Experimental SW 1-1 Vs. Perform3D-Simulation
- Figure 6.6b Experimental SW 1-2 Vs. Perform3D-Simulation
- Figure 6.6c Experimental RW 2Vs Perform3D-Simulation
- Figure 6.6d Perform3D-Simulation vs. Experimental PW 1
- Figure 6.7 Modèles de Mander : Acier, Béton confiné et non confiné
- Figure 6.8 Définitions établies pour le déplacement d'écoulement
- Figure 6.9 Relation distorsion – endommagement, performance parasismique résiduelle
- Figure 6.10 Relation Force-déformation pour un comportement NL d'un voile en cisaillement avec perte de résistance
- Figure 6.11 Comportement global
- a. Effort tranchant de base
 - b. Déformation inter-étage global
 - c. Ductilité
 - d. Amortissement Effectif
 - e. Les gains de capacité en résistance-déformation.
- Figure 6.12 Comportement de la section dessin
- a. Capacité de rotation
 - b. Capacité de résistance
 - c. Moment capacité

- Figure 6.13a Evolution des contraintes d'acier
- Figure 6.13b Evolution des contraintes de béton
- Figure 6.14 Influence de la Résistance du béton la f_{c28}
- Figure 6.15 Influence du taux d'armature longitudinale ρ_l
- Figure 6.16 Influence de l'effort normal réduit ν
- Figure 6.17 Influence du rapport d'acier transversal ρ_{sh}
- Figure 6.18 Influence de la profondeur de la section confinée CS
- Figure 6.19 Influence d'élançement Géométrique λ
- Figure 6.20 Incidence de l'élançement λ sur l'effort tranchant V
- Figure 6.21 Influence des bielles de compression sur la réponse NL du voile
- Figure 6.22 Gains enregistrés due à l'effet de bielles de compression

CHAPITRE 7 : FACTEUR DE COMPORTEMENT

- Figure 7.1 Effort tranchant de base – déplacement global
- Figure 7.2 Facteur de comportement R_{μ} , ($\mu = 5$, site rocheux)
- Figure 7.3 Facteur de comportement proposé R_c pour Sol rocheux et très meuble

ANNEXE A : DESCRIPTION MATHEMATIQUE DU MODELE ANALYTIQUE

- Figure A.1 Présentation du macro-élément type (MVLE)
- Figure A.2 Modélisation par macro - éléments superposés « Stacks » d'un voile-structurel
- Figure A.3 Exemple de ferrailage de la section d'un macro-élément
- a).- flexure-Shear Interaction Displacment-Based Beam-Column Element : (a) model elemnet (adapted from Orackal et al., 2006) , and (b) element section modeling (Massone et al.,2012)
- b).- Fiber Section for Membrane Behaviour of a wall
- Figure A.4 Rotations et déplacements de flexion du macroélément
- Figure A.5 Mode de déformation découplée : flexion +cisaillement
- Figure A.6 Modes de déformations du macroélément (Vulcano et al. 1988) [64]

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 01 : NOTIONS SUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE EN PERFORMANCE

- Tableau 1.1 Niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.
- Tableau 1.2 Approches de dimensionnement parasismique
- Tableau 1.3 Niveaux d'aléas sismiques proposés

CHAPITRE 03 : MODELES ET THEORIES SUR L'ACIER ET LE BETON

- Tableau 3.1 Coefficient de confinement efficace
- Tableau 3.2 : Contribution du cisaillement de compression « V_c » selon ACI 318-19

CHAPITRE 04 : « Modélisation Etat d'Art Partie 02 » MODELISATION EN MACRO-ELEMENTS DES STRUCTURES CONTREVENTEES PAR VOILES-STRUCTURAUX EN B.A « ETAT D'ART »

- Tableau 4.1 Macroscopic models for reinforced walls

CHAPITRE 05 : IMPACT DU CHOIX DU MODEL DE SIMULATION DE LA ZONE DE PLASTIFICATION SUR LE COMPORTEMENT NONLINEAIRE DE LA STRUCTURE ET SUR LA QUALITE DES RESULTATS

- Tableau 5.1 Détails des éléments structuraux
- Tableau 5.2 Propriétés des matériaux des éléments structuraux

CHAPITRE 06 : ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES FACTEURS INFLUANT LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UN VOILE STRUCTUREL EN BETON ARME

- Tableau 6.1 Material cyclic energy dissipation factor
- Tableau 6.2 Caractéristiques des échantillons
- Tableau 6.3 Comparaison des résultats
- Tableau 6.4 Différente formulation de L_p
- Tableau 6.5 Résistance et déformation fonction de L_p
- Tableau 6.6 Gains et pertes enregistrées
- Tableau 6.7 Rotations limites
- Tableau 6.8 Influence de la Résistance du béton f_{c28} ($\lambda = 3.5$)

- Tableau 6.9 Influence de la Résistance du béton f_{c28} ($\lambda = 2.5$)
- Tableau 6.10a Influence du taux d'armature longitudinale ρ_l
- Tableau 6.10b Influence du taux d'armature longitudinale ρ_l (gain)
- Tableau 6.11 Influence de l'effort normal réduit ν
- Tableau 6.12 Influence of the slenderness ratio λ
- Tableau 6.13 Influence of the compression strut on the NL response of RCW

CHAPITRE 07 : FACTEUR DE COMPORTEMENT

- Tableau 7.1 Plage des périodes en fonction de la nature du sol.
- Tableau 7.2 Valeurs du coefficient de surrésistance introduits par quelques codes universellement établis
- Tableau 7.3 Valeurs des coefficients R et R_s

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

A	rapport de moment « NZS Code »
a	Accélération du sol en fonction du temps.
A_w	Surface des Voiles
A_p	Surface Plancher
ADRS	Spectre Déplacement –Accélération Réponse.
ASHM	Axial-Stiffness Hysteresis Model
AESM	Two-Axial-Element-in-series Model
A_b	Section béton
A_s	Section acier
A_w	la surface du voile
[a]	Est la matrice de transformation géométrique qui transforme les composantes de déplacements nodaux en déformations des sous-éléments uni-axiaux.
b_w	Epaisseur du voile-structurel.
[b] ^T	Vecteur de transformation géométrique
(C_1, C_2, C_3)	Coefficient de modification.
C_0	Coefficient de Participation du mode Fondamental
C	distance du CDG de l'acier,
c_x	distance du CDG de l'acier dans le sens « x »
c_y	distance du CDG de l'acier dans le sens « y »
Ch	centre de rotation
C	Position de l'axe neutre.
D	Déformation locale.
DBD	Displacement Based Design.
DCH	Haute ductilité
DCM	Moyenne ductilité
DCL	Ductilité limitée DCL
d_b	Diamètre de la barre
d_{bx}	Diamètre de la barre dans le sens x
d_{by}	Diamètre de la barre dans le sens « y »
d_{bl}	Diamètre de la barre longitudinal
D^*	Déformation équivalente SDOF équivalent au bâtiment MDOF
D_t	l'intensité au pseudo-temps de la forme de déplacement Φ .
2-D SPEM	2-D Shear Panel Élément Model (2-D SPEM)
ETHA	Analyse Temporal Elastique
E_c	Module d'élasticité du béton
E_{sec}	Module d'élasticité sécant du béton
E_r	le module réduit
ETM	Equivalent Truss Model (ETM)

E	Extension.
E_b	Module de déformation du béton
E_s	Module de déformation de l'acier
E_{le}	rigidité élastique flexionnelle ;
E_I	rigidité inélastique flexionnelle
$e_{i,sup}$	Extension sup.
e_H	Déformation du ressort
FBD	Conception p Basée sur la Force.
f_{c28}	contrainte du béton à 28 jours
f_b	Résistance du béton
f_{cj}	Résistance du béton à j jours
f_{bu}	Résistance du béton ultime
f'_{cc}	Résistance du béton Confiné
f'_{co}	Résistance du béton Non Confiné
f_c	contrainte de confinement latérale effective
f_{suc}	La contrainte de flambement
f_y	Limite élastique d'acier
f_{sy}	Contrainte de l'acier dans le sens « y »
f_{sx}	Contrainte de l'acier dans le sens « x »
$f_{x,yield}$	Limite d'écoulement dans le sens « x »
$f_{y,yield}$	Limite d'écoulement dans le sens « y »
f_{sy}	limite d'élasticité de l'acier
FBM	Fiber-Based Model
F_e	forces extérieures.
f_H	La déformation du ressort.
F_{inf}	La somme de tous les efforts Ni des sous-éléments.
f_i	La force axiale dans le $i^{ème}$ sous-élément
F	vecteurs représentant les forces internes
f_{ye}	Limite élastique de l'acier
F^*	Effort tranchant équivalent SDOF équivalent au bâtiment MDOF
G	Module d cisaillement
G_{Ae}	rigidité élastique de cisaillement ;
G_{Ai}	rigidité inélastique de cisaillement ;
GA'	Module de cisaillement.
g	Accélération
H	Hauteur de l'élément
h	Hauteur entre les étages et u, v
h_w	hauteur total du voile
ID	Indice D'endommagement
K	Rigidité locale.
K_a	rigidité axiale

K_e	Rigidité Effective
K_{final}	Rigidité final
$K_{initial}$	Rigidité initiale
k_e	coefficient de confinement
K_l	0.40 barre déformée et 0.8 pour lisse
K_{el}	Matrice de rigidité d'un macroélément
k_h	Rigidité du ressort horizontal.
k_i	Rigidité dans l'élément i
k_i	Rigidité axiale du $i^{ème}$ sous-élément uni-axial.
K_s	rigidité au cisaillement initiale
k_H	Rigidité du ressort
L	distance entre axe des deux trumeaux « NZS »
l_w	Largeur du voile
L_p	Longueur de la rotule Plastique
L	Longueur de la colonne.
l_w	Longueur du voile-structurel.
l_{sp}	La longueur de pénétration de la déformation.
MDOF	Plusieurs degrés de liberté
MPA	Multimodal Pushover Analysis
MVLEM	Multiple-Vertical-Line-Element Model (MVLEM)
M_{max}	Moment max
M_x	Moment suivant « x »
M_y	Moment suivant « y »
M_{xy}	Moment suivant « xy »
M_{inf}	Moment inf.
M_{sup}	Moment sup.
M_o	moment de renversement induit par la charge latérale
M	Masse d'étage.
m^*	la masse du bâtiment SDOF équivalent au bâtiment MDOF.
NLRHA	Nonlinear Response History Analysis
OVLEM	One-Vertical-Line-Element Model (OVLEM)
P	magnitude de la charge latérale.
P	Hauteur entre les étages et u, v
PBD	Conception parasismique Basée sur la Performance.
POA	Analyse progressive (Push-Over Analysis)
q	Facteur de comportement (Eurocode 8)
R	Facteur de comportement (RPA 99 v2003)
R_μ	Facteur de ductilité.
« S ou Sp »	facteur structurel ou de performance.
S	Surface de la barre
S	espacement des barres,
S_d	Déplacement maximum du système SDF

S_a	Accélération Spectral
$S_{m\theta}$	Angle d'orientation de la fissure
S_{mx}	l'espacement des fissures sens « x »
S_x	Espacement des barres dans le sens « x »
S_{my}	l'espacement des fissures sens « y »
S_{de}	Spectre élastique de déplacements pour des périodes T
S_{ae}	Spectre élastique d'accélération pour des périodes pour des périodes
T	Charge axial normative induite par une charge latéral a la base dans d'un des trumeaux
[T]	Matrice élémentaire correspondant aux trois degrés de liberté d'extension, de rotation relative au niveau inférieur et de rotation relative au niveau supérieur de chaque macro- élément.
TVLEM	Three-Vertical-Line-Element Model (TVLEM)
T_0	Période associée à la transition de l'accélération constante à la vitesse constante de la branche du spectre
T_{eq}	Période équivalente
T_{eff}	Période effective
T_e	période élastique.
T_c	Période « corner ».
t_w	épaisseur du voile
U	Vecteurs représentant les déplacements.
[u]	Déplacements axiaux
u_H	Déformation du ressort horizontal de cisaillement
u_i	Déformation axial dans l'élément i
V	La force pseudo-latérale du bâtiment
(v)	Effort normal réduit.
V_b	Effort tranchant de base.
V_y	Effort tranchant de base
VLEM	Vertical-Line-Element Model (VLEM)
$v_{ci}(\tau)$	Contrainte de cisaillement au niveau de la fissure
W	Poids du bâtiment
α	Rapport de la Rigidité après Ecoulement sur la Rigidité Elastique Effective
β_{eq}	Amortissement équivalent.
β_{eff}	Amortissement Effective
δ_t	Déplacement Cible
[δ]	vecteur qui représente les composantes de déplacement correspondant aux six degrés de liberté nodaux
Δu	Déflexions à la tête du voile, à l'état ultime.
Δy	Déflexions à la tête du voile, au début de la naissance de la déformation.

Δu	Déplacement ultime
$\Delta \varphi$	Déformation de courbure
ε_c	déformation dans le béton
ε_{cc}	déformation dans le béton confiné
ε_x	Déformation dans les sens « x »
ε_1	Déformation dans le sens de « f1 »
ε_2	Déformation dans le sens « f2 »
ε_y	Déformation élastique
ε_b	déformation dans le béton
ε_u	déformation ultime
ε_s	déformation dans l'acier.
ε_{cu}	déformation dans le béton confiné Ultime
ε_{suc}	déformation limite de l'acier en compression
ε_{sh}	déformation d'écrouissage
ε_{max}	déformation à laquelle la rupture se produit
ε_i	Déformation dans l'élément i
θ	Rotation
θ_{inf}	Rotation de la partie inf.
θ_{sup}	Rotation de la partie sup.
θ_u	Rotation Ultime
(θ_{IO})	Limite de Rotation « Occupation immédiate »
(θ_{LS})	Limite de Rotation « Sécurité sur les vies »
(θ_{NC})	Limite de Rotation « Pré ruine, sécurité limitée »
μ	Facteur de ductilité.
μ_ϕ	Ductilité de courbure.
ρ_l	Taux d'armature longitudinal
ρ_{sh}	Taux d'armature transversal
ρ_y	Taux d'armature dans le sens « y »
ρ_x	Taux d'armature dans le sens « x »
ρ_y	$A_y / (b_w s)$
ρ_x	A_x / A_c
φ	est le centre de la distribution de la courbure
λ	Elancement Géométrique
ϕ	Courbure
ϕ_u	Courbure Ultime
ϕ_y	Courbure Elastique
σ	Contrainte
ω	largeur de la fissure
κ	facteur de forme pour la déformation au cisaillement
σ_b	Contrainte dans le béton.
σ_s	Contrainte dans l'acier.

INTRODUCTION

1. Introduction

Les voiles-structuraux en béton armé sont largement utilisés comme éléments de contreventement dans les bâtiments situés dans les régions sismiques. Les facteurs principaux qui entrent dans la sélection des voiles-structuraux comme éléments de défense sont leur simplicité de conception, leur capacité de minimiser les déformations latérales, d'où un moindre endommagement résultant, comparativement avec celui des autres systèmes de contreventement (portiques - maçonnerie chaînées...etc.). Malgré leurs bonnes performances structurelles vis-à-vis des actions horizontales, le constat établi après les récentes attaques sismiques survenues en Algérie (2003), Chili (2010) et Nouvelle-Zélande (2011) a montré que les structures contreventées par voiles ont enregistré des dommages importants, même pour celles répondant aux exigences normatives des codes en vigueur. Les carences en capacité de résistance et de déformation, doivent être auscultées d'une manière approfondie, et revoir probablement les concepts, les grandeurs physiques et géométriques déterminant les limites réglementaires en déformation et en résistance.

Un grand volume de données expérimentales provenant d'essais sur des voiles-structuraux soumis à un chargement en plan a été rassemblé et exploité dans le processus de calibrage des modèles numériques (macro-modèles et éléments finis). Ce travail a été fait dans le souci de servir d'assise pour d'éventuelles recommandations normatives futures à la lumière des réponses techniques apportées aux questions posées.

Le travail de recherche présenté dans cette thèse a pour objectif d'étendre la compréhension des principaux paramètres qui influencent le comportement NL des voiles-structuraux et préconise l'adoption d'une approche basée sur la performance, où les objectifs concordent avec des états limites basés sur des niveaux d'endommagement tolérés.

2. Problématique

Le code RPA99 spécifie implicitement 2 niveaux de performance (art1.2) :

- le premier relatif à un séisme modéré, relativement fréquent, exigeant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages structuraux et non structuraux ;
- le second relatif à un séisme majeur, plus rare, exigeant une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec dommages limités sans effondrement, ni perte de stabilité.

Cependant son examen révèle qu'il n'adopte principalement qu'une procédure de dimensionnement limitée à un seul niveau de sécurité relatif à l'état limite ultime (ELU) satisfaisant ainsi la "sécurité de la vie" (à l'instar des codes basés sur la conception en force).

En effet ce niveau implique que la structure peut être endommagée mais ne doit pas s'effondrer et il faut que cette exigence ne soit nullement prescrite directement au sein de ses clauses réglementaires. On constate en plus de cela, que la ductilité locale des éléments structuraux (voiles, poteaux et poutres), n'a pas bénéficié de recommandations appropriées pouvant leur garantir fidèlement le comportement escompté, du fait de l'absence d'une boucle de **contrôle** sur la **déformation** au niveau des zones dissipatives d'énergie. Faute d'outils, le concepteur est dans l'impossibilité d'apprécier le niveau de ductilité local ou de pouvoir le contrôler afin d'établir la **corrélation** nécessaire entre comportement global et local de la structure, garantissant un comportement structurel homogène.

3. Objectifs

La présente thèse a principalement pour but de passer en revue la procédure de dimensionnement des structures contreventées par voiles en BA établie par le code RPA99 et apporter l'information et outils nécessaires pour une éventuelle réhabilitation réglementaire. Cette dernière pourra se concrétiser à travers une refonte globale en la structurant autour d'une conception à 3 niveaux de performance où l'endommagement structurel et non structurel sera la pierre angulaire. Ou bien la hisser à une conception à 2 niveaux pour répondre au minimum requis où la boucle de contrôle sur la déformation doit être implicitement considérée à travers des recommandations spécifiques aux zones critiques dissipatives d'énergie, tout en permettant un contrôle global à travers le déplacement relatif de niveau.

Dans le souci d'établir la cohérence nécessaire dans le processus de dimensionnement, il devient impératif :

- A- de spécifier des critères de performance pour le niveau de service en recommandant des valeurs appropriées pour le déplacement relatif à titre d'exemple.
- B- l'introduire pour le niveau ultime

B1. Comportement global

- 1- le niveau de ductilité global pouvant être exhibé par les voiles structuraux fonction de leur position (chargement vertical) et élancement géométrique du voile-structurel λ .
2. Spécifier une limite sur l'élancement géométrique fonction de la position du voile (faible ou forte charge axiale v) ;
- 3- Traduire le comportement structurel global par une nouvelle formulation du facteur de comportement fonction du niveau de ductilité escompté et la période de vibration de la structure.
- 3- Traduire le comportement structurel global par une nouvelle formulation du facteur de comportement fonction du niveau de ductilité escompté et de la période de vibration de la structure.

B2. Comportement local

- 1- Etudier l'incidence de l'étendue la rotule plastique L_p sur la réponse NL des voiles, dans le but de définir une valeur rationnelle du moment que ce paramètre affecte significativement leur capacité de résistance et de déformation.
- 2- Etudier l'incidence des différents paramètres affectant la réponse structurelle notamment ; la résistance du béton f_{c28} , le taux d'acier longitudinal ρ_l , le taux d'acier transversale ρ_{sh} , l'intensité de la charge axiale v , la profondeur de la zone confinée CS.
- 3- Proposer des limites sur la capacité de déformation des éléments en concordance avec différents états limites (I.O), (L.S), (N.C) pour un comportement flexion-cisaillement

Étant donné que la tendance réglementaire actuelle est orientée vers la conception en performance, ces propositions pourront faire l'objet d'outils nécessaires permettant au concepteur de contrôler et de garantir le niveau de ductilité désiré.

Ce complément réglementaire s'avère indispensable afin de hisser notre code parasismique en vigueur pour qu'il puisse reposer réellement sur une conception à 2 niveaux répondant ainsi au minimum requis, ou à 3 niveaux si l'endommagement structurel sera pris en considération.

4. Approche suivie pour la concrétisation des objectifs précités

Un travail de simulation numérique a été réalisé à l'aide du logiciel Peform3D qui dispose de deux types de macro-modèles implémentés dans le programme pour modéliser les voiles-structuraux à savoir : « Shear Walls element » et « General shear walls-elements ».

Le voile structurel est subdivisé en une série de fibres verticales combinées à un élément surfacique représentant le cisaillement conventionnel. L'élément General Wall est utilisé pour simuler la force axiale, la flexion et la résistance au cisaillement (cisaillement conventionnel) en plus de l'introduction de l'effet de bielles diagonales en compression et en traction. Cet élément « Général-Wall » a été retenu pour la suite de l'étude. Le macro-modèle couplé cisaillement-flexion choisi a été calibré avec des spécimens expérimentaux cycliques bien connus.

Le modèle calibré a été utilisé ensuite pour mener l'investigation paramétriques en considérant les principaux paramètres qui influencent le comportement NL des voiles structuraux ; l'étendue de la rotule plastique (L_p), la résistance du béton (f_{c28}), l'effort normal réduit (v), le taux d'armature longitudinale (ρ_l), le taux d'acier transversal (ρ_{sh}) et à la profondeur de la zone de confinement CS. La synthèse des résultats obtenus a permis de proposer une nouvelle limite d'élancement géométrique du voile-structurel λ conjointement avec des limites de déformation concordantes avec différents états limites (θ_{IO} , θ_{LS} , θ_{NC}) pour une section normalement renforcée. Ces propositions peuvent être considérées comme outils de contrôle pouvant être utilisés pour aider le concepteur des structures.

À la fin ; des conclusions et des recommandations ont été établies.

5.- Organisation de la thèse

La thèse est présentée sous forme de chapitres traitant les différents paramètres entrant dans le processus de dimensionnement parasismique des voiles - structuraux en béton armé. Le travail a été subdivisé en 7 chapitres en plus d'une introduction et une conclusion générale.

L'**Introduction** constitue la problématique du sujet et les objectifs recherchés ;

- ❖ **Le chapitre 1**, donne un aperçu sur les notions de conception en performances tout en introduisant les définitions nécessaires à savoir : objectifs de performance, états limites à considérer et ce, en faisant allusion aux caractéristiques mécaniques couramment adoptées dans une conception parasismique cohérente.

Un bref aperçu a été aussi attribué aux procédures développées pour l'analyse et l'évaluation parasismique en performance, notamment ; l'approche en déplacement, l'approche du spectre de capacité ainsi que leur état de développement normatif. Une brève présentation sur les indices caractérisant l'endommagement résultant d'une action sismique a été introduite. Ces indices (ID) empirique ou analytique, permettent la quantification des dégâts structurels afin de fixer la nature de l'intervention vis à vis des éléments structurels concernés (réparation ou remplacement).

- ❖ **Le chapitre 2**, a été principalement orienté sur le comportement parasismique des voiles structurels, faisant ressortir leur intérêt dans la conception parasismique, ainsi que leur catégorisation géométrique (forme de la section, élancement géométrique conjugué au niveau de ductilité globale). Différents comportements des voiles en question sont présentés ainsi que leurs modes de ruine respectifs. Ces derniers étaient principalement tirés des cas d'expertise après séisme. Les mécanismes de ruine recensés servent principalement à orienter tout travail numérique ou recommandation normative future.
- ❖ **Le chapitre 3**, a été consacré à la présentation du comportement des matériaux : béton non confiné, béton confiné et aciers, ceci est nécessaire au travail de modélisation. Comme les voiles structurels sont appelés à résister à une combinaison de sollicitations, effort normal, moment fléchissant et de cisaillement, que le modèle à base d'éléments fibres n'arrive pas à capturer. Il est à noter qu'une brève démonstration des principales équations de la méthode MFCT ont été présentée du fait qu'elle est adoptée dans la modélisation des voiles structurels vis-à-vis au cisaillement.
- ❖ **Le chapitre 4**, est dédié principalement aux aspects de la modélisation où une synthèse bibliographique sur les macros modèles existants est pleinement présentée.
- ❖ **Le chapitre 5**, a été consacré à l'étude de l'influence du macro modèle (plasticité localisée, plasticité étalée) et sur la qualité des résultats numériques où la comparaison entre les différentes approches de modélisation (Plasticité concentrée, Plasticité étalée) a été réalisée montrant que le modèle à base d'élément fibre reste le modèle le plus indiqué ;

- ❖ **Le chapitre 6**, Consiste en une étude paramétrique où différents facteurs jugés influents ont été considérés à savoir : la résistance du béton (f_{c28}) à l'effort normal réduit (v), le rapport d'armature longitudinale (ρ_l), l'étendue de la rotule plastique (L_p), le rapport d'acier transversal (ρ_{sh}), la profondeur de la zone de confinement CS et l'élanement géométrique (λ).

- ❖ **Le chapitre 7**, est une critique préliminaire sur la manière dont le facteur de comportement R est défini dans le règlement RPA99. En effet l'introduire comme étant une valeur numérique « figée » sans interaction avec des paramètres endogènes et exogènes structurels est une proposition boiteuse. Pour cela nous jugeons indispensable de le formuler en fonction de la ductilité, la sur-résistance, l'amortissement et la position géométrique des éléments de contreventements afin de garantir une estimation nominale correcte de l'effort tranchant de conception.

La Conclusions, résume les principales conclusions recueillies ainsi que les recommandations pour de futurs travaux de recherches.

CHAPITRE 01

NOTIONS SUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE EN PERFORMANCE

« Si le code discute des exigences sur des paramètres subjectifs, et la performance débâte sur des objectives philosophiques palpables, La résilience chante la dynamique du groupe » A.A.

CHAPITRE 01 : NOTIONS SUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE EN PERFORMANCE

1.- Conception philosophique de base

La majorité des codes parasismiques établis dans les années 70 et 80 du siècle dernier étaient basés sur la force (FBD), prennent comme règle un seul objectif de performance garantissant la protection des vies humaines dans le cas d'un séisme majeur. Le constat établi après les séismes survenus récemment a montré que les structures érigées conformément aux codes parasismiques modernes se sont comportées comme prévu en enregistrant une perte de vies minimale. Cependant, la perte économique consécutive de l'endommagement permanent est faramineuse (100 milliards en 1995 pour le Japon seul) [1]. Pour ce, le contrôle de l'endommagement doit être plus explicite dans la conception parasismique spécialement en sites urbains afin d'éviter le préjudice résultant [1].

Le principe philosophique de base établi dans la conception parasismique, est qu'il est économiquement non justifiable que dans une zone sismique, toutes les structures doivent être conçues pour survivre au plus violent tremblement de terre sans jamais enregistrer de dommages. Il est plus raisonnable pour un séisme sévère de tolérer un certain niveau d'endommagement tant que la ruine est à éviter.

La conception parasismique basée sur la performance (PBD) a été proposée comme nouvelle alternative pour surmonter les limitations des méthodes utilisées dans la conception parasismique basée sur la force (FBD) pour traduire le comportement inélastique et les effets du chargement cyclique sur des structures en béton armé. Plusieurs définitions ont été données sur l'approche en performance. La plus appropriée est celle qui se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en objectifs de performance à atteindre qui peuvent être un niveau de contrainte, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement à ne pas dépasser. La méthode permet de concevoir des structures avec un risque réaliste et clairement compréhensible, sur la vie, l'occupation du bâtiment et la perte économique pouvant en résulter lors d'un futur événement sismique [2,3].

Elle a pour but de quantifier les incertitudes associées avec la procédure d'évaluation de la performance et caractériser l'endommagement structurel d'une manière satisfaisante pour l'incorporer dans la conception ou la procédure d'évaluation de la performance. Initiées dans les années 90 du siècle dernier [2], les techniques et procédures d'évaluation n'ont cessé de progresser ; et sont proposées en tant qu'alternatives distinctes ou procédures implantées dans les procédures de dimensionnement en force en intégrant les valeurs de l'endommagement (indice d'endommagement) concordant avec différents niveaux de performance.

La procédure de dimensionnement structurel basée sur plusieurs niveaux de performance peut considérer les états limites de service, d'endommagement et de l'état ultime. Les niveaux de performance de la procédure sont les suivants [4] :

- sécurité sur les vies humaines ;
- contrôle de l'endommagement ;
- séisme de faible intensité (dommages négligeables) ;
- séisme modéré (dommages réparables) ;
- éviter l'effondrement lors d'un séisme majeur.

Plusieurs étapes sont introduites pour que cette conception soit cohérente [1] :

- sélection des objectifs de performance ;
- définition des critères de dimensionnement à plusieurs niveaux ;

- spécification des niveaux de l'intensité sismique correspondant aux différents critères de dimensionnement ;
- considération de la conception parasismique globale ;
- choix des méthodes d'analyse structurelles appropriées ;
- vérification numérique claire (compréhensible).

Contrairement à la conception en force (FBD), la conception (PBD) fournit une méthodologie systématique pour l'évaluation de la performance capacité d'un bâtiment, d'un système ou d'un élément structurel. Elle présente les avantages suivants [5] :

1. Conception des bâtiments avec un haut niveau de confiance ;
2. Conception des bâtiments répondant aux objectifs de performance fixés avec un coût minimal ;
3. Conception des bâtiments présentant une meilleure performance que celle prévue par les codes actuels ;
4. Conception des bâtiments (pré-code) afin qu'ils puissent répondre aux nouvelles limites normatives ;
5. Evaluation de la performance parasismique potentielle des bâtiments existants.

Plusieurs interprétations ont été faites sur l'approche en performance, la définition la plus appropriée est que cette approche se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en objectifs de performance à atteindre qui peuvent être un niveau de contrainte, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement à ne pas dépasser.

Pour une performance structurelle définie en termes d'état d'endommagement, la **déformation reste le meilleur indicateur**. Il est communément admis d'exprimer les objectifs de performance en faisant appel à un état d'endommagement spécifique ou une probabilité de ruine par rapport à un niveau prescrit de demande probable. En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement ; le tableau 1 regroupe quelques niveaux de performance recommandés exprimés en états d'endommagement et déplacements relatifs correspondants [6].

Tableau 1.1 : niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
*Totalemment opérationnel Occupation immédiate	Négligeable	<0.2%
*Opérationnel, endommagement Contrôlé, endommagement modéré	Réparable	<0.5%
*Sécurité sur les vies	Irréparable	<1.5%
*Pré ruine, sécurité limitée	Sévère	<2.5%
*Ruine		>2.5%

1.2.- Conception à niveaux de performance multiples [1] :

Trois points importants sont à relever sur la courbe effort sismique – déplacement global de la structure (figure 1.1), et peuvent caractériser différents états limites :

- limite du comportement élastique (aucun endommagement) ;
- limite d'endommagement (endommagement majeur) ;
- limite de ruine.

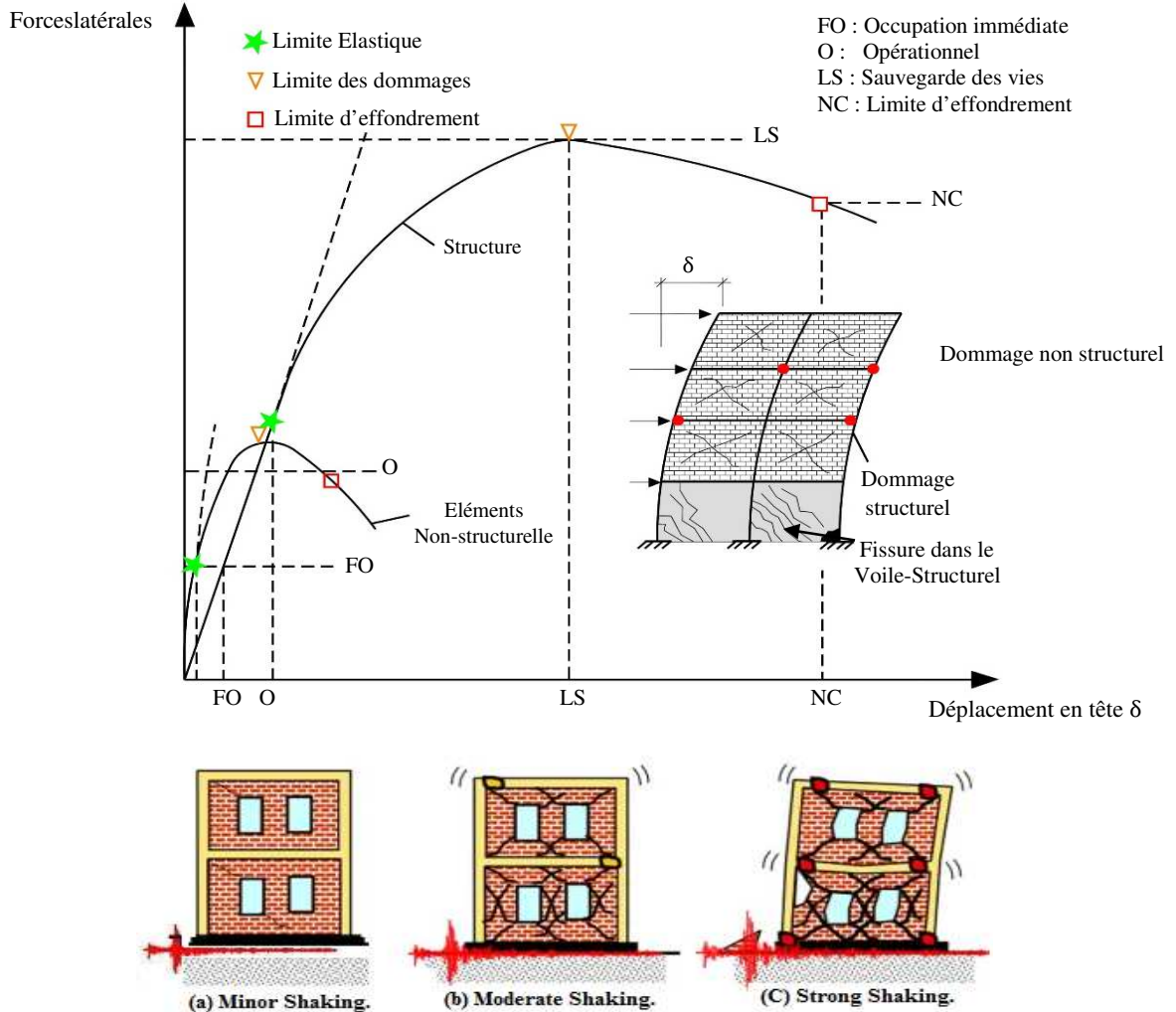


Figure 1.1. Niveaux de performance [6]

Plusieurs approches de conception à niveaux multiples tenant compte de différents états limites deviennent donc possibles :

- (i) Conception à 4 niveaux : principalement élaborée par les codes américains SEAOC [7] et l'Applied Technology Council (ATC) [8], ou 4 niveaux de performance sont définis en combinant l'endommagement structurel et non structurel, fonctionnalité (services) et nature de la réparation ;
- (ii) Conception à 3 niveaux suggérée par plusieurs chercheurs :
 - État limite de **service** (SLS : service ability limit state) : pour un **séisme fréquent** (séisme de service), la structure demeure dans le domaine élastique ou enregistrant de faibles déformations plastiques ;
 - État limite d'**endommagement** (DLS : damage ability limit state) : pour un **séisme occasionnel**, l'intensité sismique produit un endommagement modéré dans des éléments structuraux, réparable sans difficultés techniques ;

- État limite **ultime** (ULS : survivability- ultimate limit state) : pour un séisme **d'occurrence rare**, résultant du plus fort séisme possible, l'endommagement des éléments structuraux est prévisible, dans la majorité des cas non réparable, cependant les vies sont préservées.

Bien qu'il est reconnu que la méthodologie idéale est d'adopter 3 ou 4 niveaux de dimensionnement les codes en vigueur à l'instar de l'EC8 [9], seulement deux états limites sont considérés garantissant la sécurité minimale :

- a- la protection de la vie humaine : aucun niveau ne doit s'effondrer sous l'action sismique ayant une période de retour de plusieurs centaines d'années (séisme rare ou très rare) ;
- b- l'endommagement des éléments doit être évité pour des événements sismiques pouvant survenir plus d'une fois dans la vie de l'ouvrage (séisme fréquent, période de retour variant entre 30 et 50 ans).

Notons que : l'état limite garantissant la vie humaine (LS : Life Safety) est atteint lorsque la structure n'est plus en mesure de supporter les charges verticales sous des déformations horizontales additionnelles, en d'autres termes si l'un des éléments structurels a atteint sa capacité ultime de déformation que ce soit sur le matériau ou sur la section. La déformation ultime doit être évaluée comme la somme des déformations de flexion, de cisaillement et de distorsion au niveau du nœud.

1.2.1. Cohérence dans la conception parasismique :

Dans ce contexte de conception de performance (PBD), pour un niveau déterminé d'excitation sismique, la structure est conçue de façon que sa performance reste entre les limites prescrites. L'utilisation de 2 niveaux de performance représente l'option **minimale acceptable**. Cependant il est recommandable de prendre en considération 3 niveaux d'états limites, à savoir : le service, l'endommagement et l'ultime ou la survie. Afin d'établir la cohérence réglementaire, la structure doit être vérifiée pour les 3 états limites précités pour les critères de performance suivants :

1-Service : Rigidité requise \leq Rigidité disponible

La rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (régions loin du foyer et proche du foyer) et du type de structure. Si les limites inhérentes aux éléments non structuraux ne seront pas mandataires sur déplacement relatif limite (non-participation de la maçonnerie dans la rigidité structurelle). Ce (déplacement relatif limite) dernier sera déterminant dans l'établissement du critère de rigidité structurelle.

2-Contrôle de l'endommagement : Résistance requise \leq Résistance disponible

La demande de résistance dépend du :

- type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc.
- type de structure
- spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force ou facteur de comportement (q selon l'EC8 [9], et R selon le code RPA [10]) qui est déterminé en fonction du type de structure, sa période naturelle et la sur-résistance.

La capacité de résistance dépend des caractéristiques des zones dissipatives d'énergie, où une résistance adéquate est fournie tout en évitant le mode de rupture brutale. Elle est tributaire de plusieurs facteurs :

- sur-résistance induite par la sécurité prise sur les matériaux, l'utilisation des sections plus importantes que celles résultantes de l'analyse et l'effet d'écrouissage des aciers produisant une augmentation des moments plastiques ;

- l'accumulation des déformations plastiques : la capacité de résistance de la structure dépend du nombre de cycles inélastiques, les séquences et leurs amplitudes relatives.

La combinaison de ces effets peut conduire à une augmentation de résistance variant entre 50 et 150%.

3- Ultime : Capacité de déformation ou Ductilité requise \leq Ductilité disponible

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans enregistrer une réduction substantielle de résistance. L'évaluation de la demande de ductilité requise est fonction du déplacement en tête de la structure et elle est approximativement évaluée en fonction du coefficient de ductilité globale et du facteur de comportement. **La capacité de ductilité** est généralement évaluée localement à travers la capacité de rotation de l'élément ou de courbure de la section, et elle dépend, de la configuration du ferrailage longitudinal et transversal et de l'intensité de la charge axiale.

1.2.2. Approches de dimensionnement parasismiques :

Le tableau 1.2 et la figure 1.2 montrent la relation entre les niveaux de performance et les autres paramètres de la conception parasismique.

Tableau 1.2 : Approches de dimensionnement parasismiques [1].

Performance	Intensité sismique	Rupture à éviter	Vérification	Méthode d'analyse	Objectif de performance
Service	Faible	Élément non structurel	Rigidité	Élastique	déplacement de niveau
Endommagement	Modéré	Ruine locale	Résistance	Élasto-plastique	Capacité de la section
Ultime	Sévère	Ruine globale	Ductilité	Mécanisme	Capacité de rotation

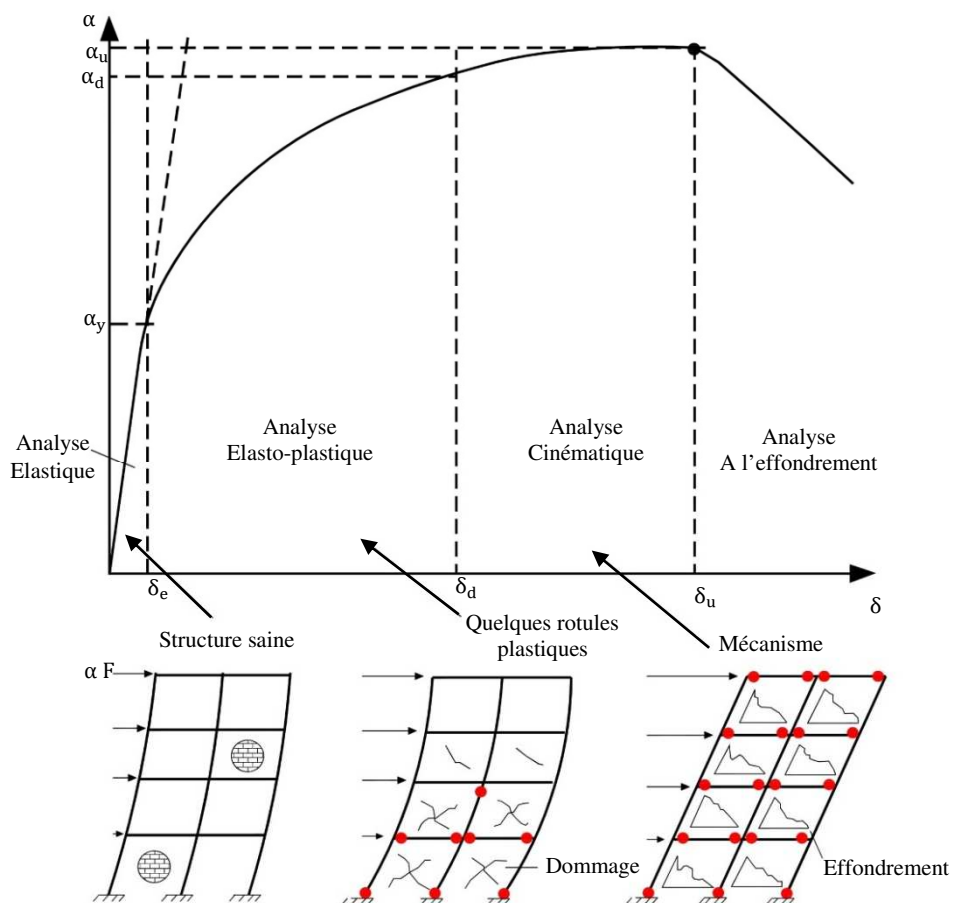


Figure 1.2. Réponse structurelle pour différents niveaux de chargement [4]

La vérification de la rigidité est reliée à l'ELS pour lequel les déplacements de la structure doivent rester dans certaines limites afin que l'endommagement des éléments non structuraux soit évité, la vérification de la résistance joue le rôle déterminant dans le contrôle de l'endommagement structurel. La ductilité est principalement recherchée dans le dimensionnement parasismique, et elle est additionnée aux demandes précitées ; car la sauvegarde de la structure sous une action sismique est tributaire de sa capacité de déformation au-delà du domaine élastique, afin de dissiper l'énergie à travers les déformations plastiques. L'approche dans le dimensionnement structurel sous action sismique connue sous l'appellation "approche en capacité" exige la vérification des 3 demandes : rigidité, résistance et ductilité. Il est cependant très important de remarquer que chaque état limite lui correspond un accélérogramme ou spectre de réponse spécifique, du fait de la différence enregistrée en magnitude. Ceci est principalement dû à l'interaction sol-onde sismique. Les principales caractéristiques de ces séismes sont (Figure 1.3)

Le contrôle de ces 3 demandes se fait respectivement pour les états limites suivants :

- Service (Service ability Limit State) : séismes de faibles magnitudes, ils sont de courtes durées avec des courtes périodes ;
- Endommagement (Damage ability Limit State) : séismes de magnitudes sévères ayant des durées et des périodes plus longues que celles des séismes de faibles magnitudes ;
- Ultime (Survavibility Limit State) : séismes de magnitudes très sévères présentant des périodes caractéristiques et durées plus longues, suite à l'interaction avec la nature du site.

Le rapport entre les intensités correspondantes aux niveaux de performance dépend des périodes propres des structures et ce, en utilisant la même allure du spectre pour toutes ces limites en changeant uniquement les accélérations maximales comme il est suggéré par les recommandations de certains codes établis (EC8, code japonais par ex.), ceci est considéré comme une erreur dans la méthodologie de dimensionnement par Djebbar N [1].

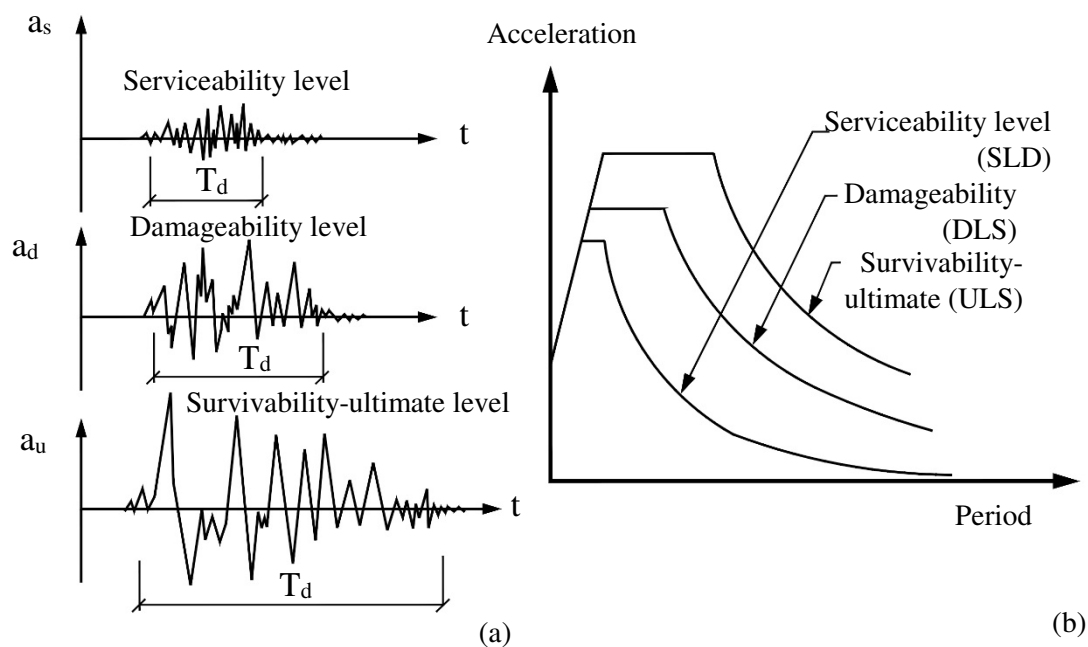


Figure 1.3. Caractéristiques pour 3 niveaux de performance [4]

(a) Accélérogrammes

(b) Spectre élastique

Les niveaux de performance sont reliés à l'aléa sismique ainsi qu'aux niveaux de conception ou états limite [6]. Le tableau 1.3 regroupe quelques niveaux d'aléas sismiques proposés dans la littérature.

Tableau 1.3 : Niveaux d'aléas sismiques proposés. [4]

Fréquence sismique	Période de retour (années)	Probabilité de dépassement
Fréquent	43	50% dans 30 ans
Occasionnel	72	50% dans 50 ans
Rare	475	10% dans 50 ans
Très rare	970	5% dans 50 ans
Extrêmement rare	2475	2% dans 50 ans

Il faut cependant signaler que si pour un séisme rare ou très rare les périodes de retour proposées dans la littérature sont satisfaisantes, pour les séismes fréquents et occasionnels ces périodes sont très divergentes.

Pour une évaluation approximative et en guise de simplification, des accélérations correspondantes aux différents niveaux de performance sont proposées :

- service : 0.4 A
- endommagement : A
- ultime ou survie : 1.6 A

A : accélération déterminée avec une période de récurrence de 50 ans.

1.2.3. Méthodes d'analyse [1] :

Les méthodes classiques pour le calcul sismique utilisent des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires fonction du niveau de la réponse structurelle.

1.- Élastiques linéaires :

Ces méthodes sont les plus utilisées où le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé à l'aide d'un coefficient réducteur R ou coefficient de comportement afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

a- La méthode Statique équivalente (Equivalent lateral force analysis) qui est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental ;

b- La méthode de superposition modale spectrale (Mode superposition method) est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Elle s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale, chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de Liberté (SDOF). L'analyse modale consiste à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale. Cependant elle présente 2 principaux inconvénients à savoir :

- le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'événement sismique à cause du changement de rigidité (formation des rotules plastiques, l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux) et la rigidité du sol d'assise (adoucissement du sol pour de larges déformations, interaction sol - structure) ;
- l'utilisation d'un facteur de comportement constant pour un niveau de ductilité donné, car le facteur de comportement est fonction de la période de vibration.

c- Analyse temporelle élastique : (Elastic time-history analysis, ETHA)

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

2.- Non linéaires et inélastiques non linéaires :

a- Analyse Pushover (Push-over analysis; POA)

La méthode est relativement simple et consiste à soumettre la structure à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure. Elle fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire ; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme.

Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes (la négligence de la variation des allures de chargement et l'influence des modes supérieurs), cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale.

b- Analyse modale pushover (Multimodal Pushover Analysis, MPA)

Récemment développée, elle est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique Pushover (POA), en prenant en compte de la contribution des modes supérieurs à la réponse. La distribution des forces d'inertie inclue la dégradation de rigidité et la réponse estimée par cette méthode a été trouvée similaire à la réponse dite "exacte" obtenue à l'aide de l'analyse temporelle inélastique.

c- Analyse temporelle inélastique (Inelastic time-history analysis, **ITHA** or Non linear response history analysis **RHA**)

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement où des algorithmes contenant les déformations élasto-plastiques de la structure sont adoptés. Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement structurel lors d'un séisme. L'analyse est conduite en utilisant les enregistrements réels ou simulés. Le problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou d'accélérogrammes artificiels contenant les principales caractéristiques du séisme.

1.2.4.- Procédures de dimensionnement :

Avant 1994 tous les premiers codes de conception régissant la conception des voiles structuraux étaient basés sur le critère de résistance où l'objectif principal était de garantir un comportement flexionnel à travers l'utilisation de fortes sections pour éviter une rupture fragile tout en présumant une déformabilité adéquate. Cependant, les exigences détaillées et strictes ont rendu les exigences du code trop conservatrices [11-13]. En 1985, les performances des bâtiments (Chile Earthquake) ont conduit à une nouvelle refonte des codes du bâtiment dans le monde. Les immeubles de la Viñadel Mar (Chili) contreventés par des voiles structuraux ont affiché de bonnes performances lors du tremblement de terre susmentionné [14]. Les investigations théoriques menées par différents chercheurs sur ce type de contreventement ont montré que les légers dommages enregistrés suite à l'action sismique pouvaient être attribués à la rigidité de ces systèmes structuraux qui freine les déformations imposées aux bâtiments [15-17].

Des études ultérieures ont indiqué que la procédure analytique exposée dans la littérature utilisée pour estimer les capacités de déformation tend à donner des estimations conservatrices de la capacité de déformation de ces éléments [11,18]. Les résultats tirés des expertises des

récents séismes ont poussé les chercheurs à proposer de nouvelles approches de conception basées sur la notion de déplacement Wallace [19,20]. L'approche en déplacement établit un lien direct entre la réponse attendue du bâtiment et un simple système ductile pour une configuration de bâtiment donnée. Plutôt que la résistance, la méthode basée sur le déplacement utilise un coefficient pour contrôler la déformation requise (déplacement, rotation, courbure, etc.).

La plupart des codes de conception en vigueur imposent le respect de critères minimaux sur les exigences de résistance, de rigidité (ou de contrôle de la déformation) et de ductilité pour tous les éléments d'un bâtiment afin d'assurer la normalisation du risque sous action sismique. Les codes actuels FEMA [21], NZS [22] ont récemment ajouté des méthodes de conception basées sur le déplacement pour déterminer les exigences des sections (acier-béton) au niveau de l'âme du voile structurel et dans les zones dissipatives d'énergie comme nouvelles alternatives aux méthodes basées sur la résistance, utilisées depuis de nombreuses années.

Paulay [23] suggère que la demande de ductilité peut être une méthode de conception et une nouvelle alternative aux approches en vigueur. Il a supposé que chaque voile structurel exige la même demande de ductilité que le système structurel dont il fait partie et la ductilité de déplacement global dépend de ses détails sectionnelles (béton-acier). Cette demande est calculée à l'aide de spectres de réponse inélastiques. Pour chaque section de voile structurel une demande de ductilité de courbure est obtenue en fonction de la demande globale. Ensuite, la différence des détails sectionnelles des voiles-structuraux avec cette demande globale doit être vérifiée en comparant la demande de ductilité de courbure locale avec la ductilité sectionnelle pour les différents voiles structuraux composant l'ouvrage.

Le principal défaut de cette méthode est l'hypothèse que chaque voile structurel aurait la même ductilité de déplacement que l'ensemble du bâtiment. Ce postulat ne sera valide que si toutes les sections transversales se comportent de la même manière en initiant ou en retardant la plastification de la section (effet de la rigidité de la section). Par contre si la rigidité sectionnelles des voiles-structuraux composant l'ouvrage est différentes, alors il y'aura un déphasage de déplacement, alors que les voiles structuraux sont censés avoir un déplacement égale à celui du bâtiment. Par conséquent, la ductilité de déplacement des voiles structurels reste tributaire de l'uniformisation de leurs rigidités sectionnelles [24].

Moehle [25] a recommandé de déterminer les détails au niveau de la section (béton-acier) des voiles structuraux à partir du déplacement global du bâtiment, afin d'avoir une concordance entre les déplacements locaux et globaux. Cette méthode est plus simple par rapport à l'approche de ductilité de déplacement, car le contrôle des déplacements est fait une fois les détails des éléments structuraux et non structuraux sont arrêtés. Si l'inélasticité est uniforme dans la structure, une approche basée sur la ductilité est préférée mais, lorsque la réponse inélastique n'est pas uniformément distribuée (la demande globale et la capacité locales sont différents) une conception basée sur le déplacement peut être plus pratique.

Pendant, dans toute approche de conception, la résistance, la ductilité et les déplacements locaux et globaux de la structure doivent être pris en compte. Moehle [25] conclut que l'approche basée sur le déplacement est à la fois simple et efficace par rapport aux procédures de conception basées sur la force où la ductilité et elle est plus approprié pour déterminer les détails structurels qui fourniront les performances structurelles escomptées.

Wallace [20] a proposé une approche articulée sur la nécessité d'établir confinement spécial qui garantit la réponse attendue du bâtiment. Dans cette approche, la capacité de déplacement prévue est comparée aux demandes de déplacement du bâtiment. La procédure élimine la nécessité d'un facteur de ductilité équivalent à un système structurel ductile et l'utilisation d'une surabondance de matériaux en raison de confinements spéciaux au niveau des sections des

voiles structuraux. Selon Wallace [20], les variables importantes qui affectent les détails d'un voile structurel sont :

- le rapport entre la surface des voiles structuraux et la surface d'étage $\frac{\sum A_w}{\sum A_p}$,
- l'élanement géométrique $\lambda = \frac{h_w}{l_w}$,
- la charge axiale et les taux d'acier.

Les futurs codes parasismiques travaillent sur des projets dont les objectifs sont à performance multiples qui sont associés à différents niveaux d'aléa sismique. L'avantage du dimensionnement en performance offre la possibilité d'atteindre la performance parasismique avec un risque normale (normalisation du risque).

Cependant la fiabilité de cette approche repose sur le développement de critères de performance explicites et quantifiables qui peuvent être reliés aux paramètres de la réponse tels que : contraintes, déformations, déplacements, accélérations etc.

Une méthodologie de dimensionnement cohérente doit tenir compte simultanément de la rigidité, résistance et ductilité dès les premières étapes de la procédure de dimensionnement.

Cette procédure consiste en 2 phases distinctes :

- la première ; préliminaire établissant les principales caractéristiques de la structure, couvrant l'acquisition et le traitement des données nécessaires pour le dimensionnement : nature du sol et sa topographie, information concernant les sources sismiques possibles ou potentielles, périodes de retour pour différents niveaux sismiques, périodes caractéristiques, durées... Un pré-dimensionnement préliminaire des éléments structuraux est enfin introduit tenant compte de toutes les exigences ou demandes de performance.
- la deuxième ; finale donnant les détails pour la phase de construction.

Les procédures les plus utilisées pour cette phase finale sont énumérés comme suit [1]:

- Dimensionnement en force : (Force Based Design; FBD)

Approche communément utilisée de nos jours se basant sur le fait de doter la structure d'une résistance latérale minimale pour résister aux charges sismiques, en supposant qu'elle se comporte dans le domaine non linéaire d'une façon adéquate ;

- Dimensionnement en capacité : (Capacity Based Design; CBD)

Basée sur les principes des codes parasismiques courants qui autorisent l'incursion dans le domaine post élastique ; cette méthode fournit une capacité de ductilité adéquate pour les zones dissipatives d'énergie afin d'éviter la ruine des structures résistantes. Pour ce, un mécanisme de rotulation plastique est choisi avec un type de distribution de la force latérale recommandée par les codes, pour s'assurer que les déformations plastiques surviennent uniquement dans les zones préalablement sélectionnées. Ces dernières seront conçues dans le détail de façon à satisfaire leur demande de ductilité, tout en conférant une sur résistance (réserve de résistance) pour les autres parties de la structure de façon qu'elles puissent exhiber un comportement élastique. Afin de réduire les coûts élevés dus à la mise hors service ou à la réparation des structures gravement détériorées, les déformations de l'ELS sont considérées ;

- Dimensionnement en déplacement (Displacement Based Design; DBD) :

L'hypothèse fondamentale émise pour DBD est que pour un système inélastique la force est moins importante que le déplacement [26, 27]. La procédure en question s'est concentrée sur les principales faiblesses de la procédure FBD à savoir :

- les forces sismiques sont déterminées sur la base de la rigidité initiale ;
- il n'y a pas de facteur de comportement unique pour un type de structure et matériau donnés.

Comme l'endommagement des structures soumises aux séismes est résultant des déformations excessives ; cette méthode s'articule directement sur la déformation, donnant ainsi une meilleure perception des performances attendues. Elle paraît être l'approche la plus appropriée satisfaisant les objectifs du dimensionnement en performance. Pour garantir la formation des rotules plastiques comme prévu, la procédure DBD directe doit être intégrée avec CBD [28]. Elle est de ce fait sélectionnée pour être introduite dans les codes futurs, en améliorant la conception en force (FDB) et en améliorant l'approche en capacité CBD à travers la vérification des déformations 'objectifs' (le point de départ sera les déformations cibles).

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse dynamique inélastique non linéaire peut donner une prédiction de la performance d'une façon plus fiable. La majorité des méthodes de dimensionnement en déplacement ou dimensionnement en déformation contrôlée utilisent des systèmes linéairement équivalents caractérisés par un amortissement effectif élevé et une rigidité sécante correspondant à la réponse max. [8]

Le dimensionnement basé sur la performance parasismique (PBD) est une nouvelle approche qui associe les méthodes traditionnelles de dimensionnement parasismique avec de significatives améliorations. Il a été interchangeablement utilisé avec le dimensionnement en Déplacement (DBD) et il associe les méthodes traditionnelles de dimensionnement parasismique avec de significatives améliorations. Il est basé sur l'idée que les objectifs de performance (critères) sont reliés au niveau d'endommagement structurel, qui à son tour est relié au déplacement en tête ou déplacement relatif de niveau (drift) ; hypothèse est trop simplifiée car le niveau d'endommagement est influencé par d'autres paramètres [29]:

- accumulation et distribution de l'endommagement structurel ;
- modes de rupture des éléments ;
- le nombre de cycles et la durée du séisme.

Les procédures développées pour l'analyse et le dimensionnement parasismique en performance appartiennent à différentes catégories notamment : approches en déplacement et spectre de capacité. Ces méthodes ont commencé à être intégrées dans la génération des nouveaux codes. Une forme simplifiée du dimensionnement en performance est déjà implantée au sein du code New Zélandais. La méthodologie générale pour le calcul basé sur la performance parasismique peut inclure différentes procédures.

a- conduire le calcul selon l'approche traditionnelle basée sur la force (FBD), une fois le dimensionnement terminé les déformations et les dommages peuvent être déterminés et comparés aux limites prescrites ;

b- commencer par proportionner la structure sur la base du déplacement en tête à un certain niveau (ou critère) de performance et mener ensuite l'analyse de la réponse sismique.

L'analyse non linéaire simplifiée basée sur l'analyse Pushover et l'analyse temporelle inélastique pour déterminer la capacité et le spectre de calcul pour déterminer la demande. Pour chaque étape de calcul les paramètres de réponse tels que contraintes, déformations, accélération structurelle, rapport de ductilité demande et énergie dissipée sont évaluées en termes de demande contre capacité. L'analyse Pushover statique non linéaire peut fournir la majorité de l'information nécessaire. Dans cette analyse la structure sollicitée horizontalement par un chargement ayant une allure prédéterminée ou ajustable, est poussée statiquement jusqu'au déplacement "cible" pour lequel la structure est évaluée.

1.2.5.- État de développement (aspect normatif)

L'intérêt pour la conception en performance (PBD) a été initialement développé par les ingénieurs engagés dans la pratique de la conception et la réhabilitation parasismique des bâtiments dans les années 80 du siècle dernier [2]. The Portland cement association publication a introduit la PBE techniques, couvrant les réponses dynamique et inélastique des structures, les concepts d'énergie et l'analyse Pushover [2, 3, 30, 31]. Les premiers documents introduits dans le domaine présentaient 2 procédures d'analyse de base :

- la méthode linéaire utilisant la demande inélastique,
- la méthode du spectre de capacité (CSM) pour l'analyse inélastique.

Un bref descriptif de quelques règlements basés sur la conception en performance est donné [2]. La SEAOC vision 2000 [7], l'ATC 40 [8], et la FEMA273 [32] peuvent être considérés comme les documents qui ont permis d'assoier la première génération de procédures parasismiques pour l'évaluation et la réhabilitation parasismique des bâtiments existants.

La SEAOC vision 2000 [7] développa un coffrage pour les procédures aidant à concevoir des structures pour un ensemble d'objectifs de performance prédéfinis, définis en termes de déplacement relatif (drift) permanent et transitoire. Le document présente les concepts et fixe les niveaux de performance pour des systèmes structurels et non structurels. Cinq niveaux de performance sont décrits à travers des limites spécifiques au déplacement en tête permanent ou transitoire. Pour ce, les principes du dimensionnement en capacité sont recommandés à être appliqués afin de guider l'analyse de la réponse inélastique de la structure, localiser les liaisons ductiles et évaluer les forces latérales résultantes. Plusieurs approches de dimensionnement sont possibles pouvant inclure différentes procédures d'analyse élastique et inélastique telles que :

- méthode conventionnelle basée sur force - résistance ;
- dimensionnement basé sur le déplacement ;
- approche en énergie ;
- approche prescrite de dimensionnement.

L'ATC 40 [8] se limite au bâtiment et recommande l'utilisation de la méthode du spectre de capacité. Le document proposa une méthodologie pour la PBD où les niveaux de performance désirés sont traduits en endommagement (structurel et non structurel) acceptable et inacceptable pour des niveaux d'attaque sismique donnés les critères de dimensionnement. Le document en question offre des procédures d'évaluation basées sur la méthode du spectre de capacité (CSM) obtenu en utilisant l'analyse Pushover.

La procédure s'articule sur la détermination et la conjugaison des spectres de demande et de capacité. Construire le spectre de capacité, la courbe force - déplacement d'un *point de la structure* est déterminée en utilisant l'analyse statique non linéaire (Pushover analysis). Les forces et les déplacements sont reconvertis en accélérations spectrales et déplacements spectraux (format AD) en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF). La demande sismique est déterminée en utilisant un spectre élastique hautement amorti. Le point caractérisant le niveau de performance suppose l'égalité entre capacité et demande sismique, fournit ainsi une estimation sur l'accélération (résistance) et une estimation sur le déplacement (demande). Il faut noter par ailleurs que l'utilisation du spectre inélastique est considéré plus appropriée que l'utilisation d'un spectre élastique équivalent hautement amorti [8].

La FEMA 273 [32] présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. Les méthodes d'analyse et de dimensionnement pour une performance à niveaux multiples vont de l'élastique linéaire à l'analyse inélastique temporelle. Le document définit les niveaux de performance pour les éléments non structurels, et recommande des déplacements d'étage limites concordants à différents niveaux de performance, et ce, pour différents systèmes structurels autostables.

La FEMA 273 [32] propose une méthode directe pour l'estimation du déplacement en tête du système non linéaire en multipliant le déplacement du système élastique par un coefficient de modification C qui est la conjugaison de plusieurs coefficients (C_1 , C_2 , C_3), avec :

C_1 : Facteur de modification relatif au déplacement inélastique maximal au déplacement linéaire élastique.

C_2 : Facteur de modification qui prend en compte : dégradation de la rigidité, de la résistance et de l'effet du pincement dans la boucle d'hystérèse.

C_3 : Facteur de modification qui prend en compte le déplacement dynamique P- Δ

L'information recueillie à partir du retour d'expérience de sa mise en pratique par les ingénieurs sur terrain a permis de formuler de nouvelles exigences analytiques et des critères d'acceptation, qui a abouti à le présenter dans un nouvel format; FEMA 356 [21]. Ce dernier standard (référence) recommande 4 procédures d'analyse pour l'évaluation de la demande sismique :

- deux procédures ; statique linéaire et dynamique basées sur la force (FBD)
- deux procédures ; statique non linéaire et dynamique basées sur le déplacement (DBD).

La procédure en déplacement s'articule sur l'analyse Pushover pour obtenir la courbe de capacité pour une déformation cible.

1.2.6.- Évaluation parasismique en performance

L'une des étapes primordiales dans la procédure d'évaluation de la capacité parasismique des structures, consiste en l'estimation de la déformation inélastique max « demande » sous un niveau d'excitation sismique donné. Des méthodes simplifiées ont été proposées afin d'éviter l'analyse temporelle non linéaire. Les plus utilisées sont la méthode du spectre de capacité et la méthode du coefficient de déplacement. [8]

1.2.6.1- Spectre de capacité

Le spectre de capacité est une autre alternative de représentation du spectre inélastique, en effet au lieu de présenter le spectre d'accélération sous forme Accélération (A) Vs Période (T), il est transformé sous un aspect Accélération(A) Vs. Déplacement (D), via la simple formule :

$$S_D = \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \times S_A$$

L'avantage de cette représentation est l'illustration conjuguée de la force et de la demande de déplacement. Pour les forces élastiques la demande du déplacement élastique et la période élastique peuvent être déterminées. Pour le comportement inélastique la demande du déplacement inélastique est obtenue au niveau de la branche horizontale de la courbe de capacité avec un spectre inélastique réduit ; et la période concordante avec le déplacement inélastique peut être déterminée. Le point d'intersection des deux courbes est appelé point de performance traduisant approximativement la réponse de la structure. La figure 1.4 décrit la procédure d'évaluation [8] et est articulée sur l'utilisation du CSM. La procédure implique la détermination du déplacement cible à l'aide de l'équation suivante :

$$\delta_t = C_0 S_d(T_{eq}, \beta_{eq})$$

où C_0 est le coefficient de participation du mode fondamental et $S_d(T_{eq}, \beta_{eq})$ est le déplacement maximum du système SDF linéairement élastique ayant une période équivalente T_{eq} et un amortissement effective β_{eq} donnés par:

$$T_{eq} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad ; \quad \beta_{eff} = \beta_0 + \kappa \frac{1}{\pi\mu} \frac{(\mu - 1)(1 - \alpha)}{(1 + \mu\alpha - \alpha)}$$

L'ATC 40[8] définit trois types de comportement hystérétique :

Type A désigne un comportement hystérétique stable, boucles hystérétiques raisonnablement complètes ; Type C représente des boucles très pincées ou des boucles dégradées ; et le Type B désigne un comportement hystérétique intermédiaire entre les types A et C.

La méthode du spectre de capacité incluse dans la procédure ATC 40 [8] est basée sur la méthode de linéarisation équivalente dans laquelle le déplacement inélastique max est évalué en utilisant une méthode de procédures itératives A, B et C nécessitant l'analyse d'une série de systèmes linéaires équivalents.

Malgré que la méthode du spectre de capacité soit simple et directe elle présente plusieurs inconvénients :

- a- les procédures d'itération sont nécessaires pour l'évaluation du déplacement max ;
- b- ce dernier est souvent sous-estimé pour une large plage de périodes ;
- c- la procédure A de l'ATC 40 n'est pas nécessairement convergente [33,34] ;
- d- ATC 40 fournit une méthode réaliste pour l'évaluation parasismique en performance, cependant les résultats obtenus sont souvent inconsistants avec ceux obtenus par l'analyse NRHA [34, 36, 37].

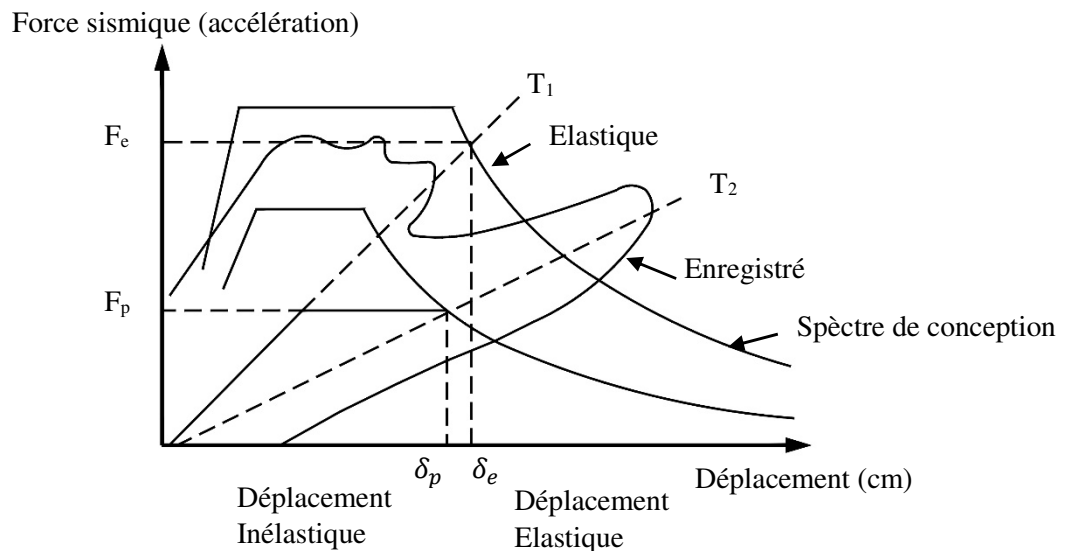


Figure 1.4. Spectre de capacité [33]

La FEMA 440 [38], introduit une amélioration dans les procédures d'analyse statiques non linéaires, où la nouvelle procédure du CSM permet d'obtenir une meilleure estimation de la réponse sismique. Les relations recommandées pour l'évaluation des caractéristiques du système équivalent (T_{eff} , β_{eff}).

Le déplacement cible est déterminé à l'aide de l'équation suivante [35–39]: $\delta_t = C_0 S_d(T_{eff}, \beta_{eff})$ où C_0 est le coefficient de participation du mode fondamental et $S_d(T_{eq}, \beta_{eq})$ est le déplacement maximum du système SDF linéairement élastique qui peut avoir une variété de comportements cycliques (bilinéaire, dégradation de rigidité et dégradation de résistance).

Les nouvelles expressions proposées pour l'évaluation de la période effective (T_{eff}) et l'amortissement effectif (β_{eff}) sont discontinues, spécifiées pour deux valeurs distinctes de la ductilité $\mu=4$ et 6 :

$$T_{eff} = \begin{cases} \left[0.2(\mu-1)^2 + 0.038(\mu-1)^3 + 1 \right] + T_0 & 1.0 < \mu < 4.0 \\ \left[0.28 + 0.13(\mu-1) + 1 \right] + T_0 & 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \\ \left[0.89 \sqrt{\frac{\mu-1}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 + 1 \right] T_0 & \mu > 6.5 \end{cases} \quad \text{Eq.(3.6)}$$

$$\beta_{eff} = \begin{cases} \left[4.9(\mu-1)^2 + 1.1(\mu-1)^3 + 1 \right] + \beta_0 & 1.0 < \mu < 4.0 \\ 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0 & 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \\ \left[0.89 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{0.64(\mu-1)^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right) \right] + \beta_0 & \mu > 6.5 \end{cases} \quad \text{Eq.(3.7)}$$

1.2.7.-Méthode du Coefficient de Déplacement

Simultanément le document FEMA 273 adopte la méthode du coefficient de déplacement où la déformation inélastique max d’une structure est estimée à partir de la déformation élastique max en utilisant un coefficient modificateur C. Le déplacement inélastique max est calculé selon les deux méthodes (tableau ci-dessous) en utilisant les résultats d’un système à un seul degré de liberté SDOF.

La deuxième catégorie des relations simplifiées caractérisant la demande de déplacement élastique et inélastique des systèmes SDOF a été proposée [34, 40,41] ; et elles sont fonction du niveau de ductilité de déplacement μ_Δ , la nature du sol et la période de vibration.

Les guides pour la réhabilitation parasismique des bâtiments existants FEMA 273, NEHRP fournissent une méthode simple pour l’évaluation du déplacement cible en tête « δ_t ». Ce déplacement traduit le déplacement inélastique demande du bâtiment est défini par :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_d \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

La période fondamentale effective du bâtiment dans la direction considérée est donnée par :

$$T_e = T_L \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad \text{Où } K_i \text{ représente la rigidité initiale et } K_e \text{ est la rigidité effective du bâtiment obtenue}$$

en idéalisant la courbe Pushover en une courbe bilinéaire. Cette courbe bilinéaire a pour rigidité post élastique αK_e , comme indiqué dans la figure 1.4.

FEMA 440[38]	American Society of Civil Engineer ASCE/SE-41 [42]
$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_d \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $C_1 = \begin{cases} 1.0 & T_e \geq T \\ \frac{1.0 + (R-1)T_s / T_e}{R} & T_e < T \\ 1.5 & T_e < 0.1s \end{cases}$	$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_d \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad ;$ $C_1 = \begin{cases} 1.0 & T_e \geq 1.0s \\ 1.0 + \frac{R-1}{aT_e^2} & 0.2s < T_e < 1.0s \\ 1.0 + \frac{R-1}{aT_e^2} & T_e < 0.1s \end{cases}$

$C_3 = \begin{cases} 1.0 & \alpha \geq 0 \\ 1.0 + \frac{ \alpha (R-1)^{1/2}}{T_e} & \alpha < 0 \end{cases}$ $R = \frac{(S_a/g)}{[V_y C_0/W]}$	$C_2 = \begin{cases} 1.0 & T_e > 0.7s \\ 1.0 + \frac{1}{800} \left[\frac{R-1}{T_e} \right]^{1/2} & T_e \leq 0.7s \end{cases}$ $R = \frac{S_a}{[V_y/W]} C_m$
---	--

C_0 est le coefficient de participation du mode fondamental reliant la réponse élastique d'un système SDF au déplacement élastique d'un système MDF.

Le coefficient C_1 est le rapport du déplacement max du système inélastique au déplacement correspondant du système élastique. Le coefficient C_2 traduit l'effet de pincement de la courbe charge-déplacement (dégradation cyclique). Le coefficient C_3 sert à prendre en considération l'effet dynamique du second ordre $P-\Delta$ où α est le rapport de la rigidité après écoulement sur la rigidité élastique effective.

L'ASCE 41[14] a introduit une amélioration sur la procédure DCM de la FEMA 440, en révisant les coefficients C_1 et C_2 utilisés pour calculer la force pseudo-latérale et le déplacement cible. La force pseudo-latérale du bâtiment est déterminée en utilisant l'équation:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W .$$

Un coefficient (a) tenant compte des différentes classes de sol a été aussi introduit :

- a = 130 pour les sites A et B
- a = 90 pour le site C
- a = 60 pour les sites D, E et F

C_m = Facteur qui prend en compte de la masse effective des modes supérieurs.

S_a : Accélération spectrale

V_y = Effort tranchant d'écoulement.

1.2.8.-Indices d'endommagement pour des structures en béton armé

Les méthodes d'évaluation de la performance parasismique sont : la méthode (AT40) Capacité-Demande et les méthodes statique (ou dynamique) (FEMA 273, 356 et ASCE 41[42]). Ces procédures apportent l'information concernant le mécanisme de ruine mais n'arrivent pas à quantifier l'endommagement résultant. L'évaluation parasismique nécessite un indice d'endommagement ID caractérisant les niveaux d'endommagement résultant par l'action sismique afin de fixer la nature de l'intervention vis à vis des éléments structurels concernés (réparation ou remplacement). La quantification des dégâts structurels peut être traduite par un indice d'endommagement (ID) empirique ou analytique. M. Zameeruddin et al [43] ont fourni une revue sur les différents ID disponibles dans la littérature.

A titre d'exemple A. Ghobarah et al [44] ont proposé un indice basé sur le changement de rigidité (où les rigidités avant et après un événement sismique sont comparées) :

$$DI = 1 - \left(\frac{K_{\text{final}}}{K_{\text{initial}}} \right), \text{ qui est facile pour l'évaluation des dégâts des structures en béton armé [45,46].}$$

L'indice d'endommagement peut être aussi fonction :

- de rotation de l'élément, $\mu_r(\theta) = \frac{\theta_m}{\theta_y} = 1 - \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_y}$
- de courbure d'une section, $\mu_r(\phi) = \frac{\phi_m}{\phi_y} = 1 - \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_y}$
- de déplacement, $\mu_r(\delta) = \frac{\delta_m}{\delta_y} = 1 - \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_y}$
- ou ductilité d'une structure $\mu_r(\mu) = \frac{\mu_m}{\mu_y} = 1 - \frac{\mu_m - \mu_y}{\mu_y}$

Il a été trouvé que les indices d'endommagement exprimés en ductilité sous action cyclique rencontrent des difficultés liées à la différence entre les caractéristiques du séisme normatif et le séisme utilisé pour la calibration [47,48].

Référence :

- [1] Djebbar N. Contribution à l'étude de la Performance Parasismique des Éléments Linéaires en Béton. Thèse de Doctorat d'état (2006).
- [2] Hamburger R. The ATC-58 project: development of next-generation performance based earthquake Engineering design criteria for building. Proceedings of structure congress, Vol. 31; 2006. p. 1–8. <http://dx.doi.org/10.106/40889> (201)31.
- [3] Hamburger R, Hooper JD. Performance-based seismic design. Mod Steel Construction 2011:36–9 [www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_1819.pdf].
- [4] V.Gioncu, F.M.Mazzolani, 'Ductility of Seismic Resistant Steel Structures' SponPress , Guilford U.K 2002
- [5] FEMA-445. Next generation performance based seismic design guidelines: program plan for new and existing buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency; 2006.
- [6] Ghobarah A. Performance bases design (PBD) in earthquake engineering: state of development. Engineering Structures 23 (2001) 878-884.
- [7] SEAOC vision 2000. Performance based seismic engineering of buildings, vol. I and vol. II: Conceptual framework. Structural Engineering Association of California; 1995.
- [8] ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings. Redwood City (CA): Applied Technical Council; 1996.
- [9] European Standard. "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance — Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings." European Committee for Standardization, (2003).
- [10] RPA 99/Version 2003. "Algerian Seismic Regulations", Ministry of Housing Planning and the city Edition CGS, Algeria (2003).
- [11] Thomsen, J. H., and Wallace, J. W., 1995, DisplacementBased Design of RC Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-shaped Cross-Sections, Report No. CU/CEE-95-06. Depart. of Civil and Environmental Engineering of Clarkson University. June 1995
- [12] Ali, A., and Wight, J. K., 1991, Reinforced Concrete Structural Walls with Staggered Door Openings, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 5, pp. 1514-1531, May 1991.
- [13] Wallace, J. W., and Moehle, J. P., 1992, Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1625-1644, June 1992.
- [14] Riddell, R., Wood. S. L., and De La Llera, J. C., 1987, The 1985 Chile Earthquake, Structural Characteristics and Damage Statistics for the Building Inventory in Vina del Mar, Structural Research Series No. 534, Univ. Or Illinois, Urbana III., 1987.

- [15] Wallace, J. W., and Moehle, J. P., 1989, The 3 March 1985 Chile Earthquake Structural Requirements for Bearing Wall Buildings, EERC Report No. UCB/EERC-89/5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, July 1989.
- [16] Wallace, J. W., and Moehle, J. P., 1992, Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1625-1644, June 1992.
- [16] Wallace, J. W., and Moehle, J. P., 1993, An Evaluation of Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings Using Data From March 3, 1985 Chile Earthquake, *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 9, No. 1, February 1993.
- [17] Wood, S. L., Wight, J., and Moehle, J. P., 1987, The 1985 Chile Earthquake, Observations on Earthquake Resistant Construction in Vina del Mar, Structural Research Series No. 532, Univ. of Illinois, Urbana Illinois, 1987.
- [18] Oesterle, R. G., 1986, Inelastic Analysis of In-Plane Strength of Reinforced Concrete Shear Walls, PhD Dissertation, Northwestern University, Illinois, Evanston, Illinois, June 1986.
- [29] Wallace, J. W., 1994, A New Methodology for Seismic Design of Reinforced Concrete Shear Walls, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 863-884, March 1994.
- [20] Wallace, J. W., 1995, Seismic Design of Reinforced Concrete Structural Walls: Part I: A Displacement Based Code Format, *Journal of Structural Eng.* ASCE, Vol. 121, No. 1, January 1995.
- [21] FEMA 356 Prestandard, "commentary for the seismic rehabilitation of buildings" Washington, DC: Federal Emergency Management Agency 7, no. 2 (2000).
- [22] NZS3101 (1982). Commentary on Design of Concrete Structures, NZS 3101 Part 2: 1982.
- [23] Paulay. 1986, The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance, *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. pp. 783-823, October 1986.
- [24] Moehle, J. P., and Wallace, J. W., 1989, Ductility and Detailing Requirements of Shear Wall Buildings, *Proceeding, Fifth Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, pp. 131-150, August 1989.
- [25] Moehle, J. P., 1992, Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes, *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 8, No. 3, 1992.
- [26] Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ. Displacement-based seismic design of structures. Pavia, Italy: IUSS Press; 2007.
- [27] Moehle JP. Displacement-based design of RC structures. Earthquake engineering, 10th world conference, Balkema, Rotterdam; 1992. p. 4299–302.
- [28] Muljati I, Fransiscus A, Willyanto K. Performance of force based design versus displacement based design in predicting seismic demands of regular concrete special moment resisting frames. *Procedia Eng* 2015;125:1050–6. <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.161>
- [29] Ghobarah A, Aly NM, El-Attar M. Performance level criteria and evaluation. In: Fajfar P, Krawinkler H, editors. *Seismic design methodologies for next generation codes*. Rotterdam: AA Balkema; 1997. p. 207–15.
- [30] Hamburger R. Performance-based seismic upgrade of building structural systems: a 2020 vision. Improving the seismic performance of existing building and other structures; 2009. p. 10–6. <http://dx.doi.org/10.106/41084> (364)2.
- [31] Freeman SA. Performance-based seismic engineering: past, current and future. *Proceedings of advanced technology in structural engineering*; 2000.p.1–8. <http://dx.doi.org/10.1061/40492> (2000)124
- [32] FEMA 273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency; 1996.
- [33] P.Fajfar 'Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra' *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28 (1999) 979-993.
- [34] A.K.Chopra, R.K.Goel 'Capacity-Demand-Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems' Report N°. PEER-1999/02. University of Berkeley April 1999

- [35] Ghobarah A. Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Eng Struct* 2001;23:878–84. [http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00036-0](http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00036-0).
- [36] Sung YC, Su CK, Wu CW, Tsai IC. Performance-based damage assessment of low-rise reinforced concrete buildings. *J Chin Inst Eng* 2006;29(1):51–62 [<http://www.tandfonline.com/doi/pdf/10.1080/02533839.2006.9671098>].
- [37] Comartin CD, Aschheim M, Guyader A, Hamburger R, Hanson R, Holmes W, et al. A summary of FEMA-440: improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. The 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, B.C., Canada Paper
- [38] FEMA-440. Improvement in nonlinear static seismic analysis procedures. Washington (DC) Federal Emergency Management Agency; 2005.
- [39] Akkar S, Metin A. Assessment of improved nonlinear static procedures in FEMA-440. *Journal Struct Eng* 2007;133(9):1237–46. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:9\(1237\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:9(1237)).
- [40] E.Miranda, J.Ruiz-Garcia ‘Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands’ *Earthquake Engineering and Structural Dyn.* 31(3); (2002) 539-560.
- [41] L.D.Decanini, L.Liberatore, F.Mollaioli ‘ Characterization of displacement demand for elastic and inelastic SDOF systems’ *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 (2003) 455-471.
- [42] ASCE 41-17 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.” *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, (2017). doi:10.1061/9780784414859
- [43] MohdZameeruddin, Keshav K. Sangle. Review on recent developments in the PBSD of RC structures. *Structures* 6 (2016) 119-133. Elsevier
- [44] Ghobarah A, Abou-Elfath H, Biddah A. Response-based damage assessment of structures. *Earthquake Eng Struct Dyn* 1999;28(1):79–104. [http://dx.doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199901\)28:1b79:AID-EQE805N3.0.CO;2-J](http://dx.doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199901)28:1b79:AID-EQE805N3.0.CO;2-J).
- [45] Shiradhonkar SR, Sinha R. Detailed evaluation of available seismic damage indices. ISET golden jubilee symposium. Paper No. 1003India: Indian Institute of Technology Roorkee; 2012.
- [46] Guzmen PD, Ishiyama Y. Collapse assessment of building structures using damage index. The 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, Canada. Paper N° 0734; 2004 [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_734.pdf]
- [47] Kappos AJ. Seismic damage indices for RC buildings: evaluation of concepts and procedures. *Prog Struct Eng Mater* 1997;1(1):78–87. <http://dx.doi.org/10.1002/pse.2260010113>.
- [48] Williams MS, S.smith RG. Seismic damage indices for concrete structure: A State of--Art-Review. *Earthquake Spectra* 1995; 11(2):319–49. <http://dx.doi.org/10.1193/1.1585817>.

CHAPITRE 02

COMPORTEMENT PARASISMIQUE DES VOILES STRUCTURAUX

*« Si la capacité de résistance est le premier rempart à toute confrontation,
la capacité de déformation on est la réserve » A.A.*

CHAPITRE 02 : COMPORTEMENT PARASISMIQUE DES VOILES STRUCTURAUX

1.- Intérêt structurel et leçons tirées des récents séismes :

Les facteurs principaux qui entrent dans la sélection des voiles-structuraux comme éléments de contreventement sont dans leurs simplicité à s'intégrer dans la conception architectural, leur capacité de minimiser les déformations latérales suite à un événement sismique, induisant ainsi des dommages minimes comparativement avec ceux des autres systèmes de contreventement (portiques - maçonnerie chaînée...etc.). Malgré leurs bonnes performances structurelles vis-à-vis des actions horizontales, ils ont enregistré des carences en capacité de déformation et de résistance lors des récents séismes, d'où l'intérêt d'ausculter les différentes approches d'analyses qui s'intéressent à leurs comportements et à leurs grandeurs physiques et géométriques déterminant leurs limites réglementaires de déformation et de résistance.

Il est nécessaire avant d'entrer dans le vif du sujet de proposer une dénomination correcte à cet élément de contreventement qui doit être en concordance avec son rôle structurel. En fait, le terme « shear wall » ou mur de cisaillement, cité dans la littérature anglo-saxonne qui traite de ce sujet est inapproprié pour traduire correctement les attributs structureux de cet élément, car tantôt il est porteur de charge axiale (faible ou moyenne), tantôt il est gouverné par le cisaillement, si son rapport géométrique $h_w/l_w \leq 1.5$, ou purement flexionnel si $h_w/l_w \geq 3.5$ et les deux à la fois si ce rapport prend une valeur intermédiaire [2]. La définition anglo-saxonne « shear wall », mur de cisaillement a mis en déclin les autres attributs structurels importants liés à cet élément de contreventement. Concernant la définition francophone voile (rarement mur en béton armé) reconduite dans le règlement Algérien « RPA 99 » [3], est une définition « restreinte » et ne met pas en relief les fonctions réelles de cet élément important de contreventement et nous pensons que cette appellation (voile) répond plus à un besoin architectural qu'à un besoin structurel. Il devient clair que la dénomination Voile Structurel paraît être appropriée, répondant aux attributs liés à ce type de contreventement. Les Voiles Structuraux sont conçus pour résister aux charges de gravité, aux moments de renversement ainsi qu'aux forces de cisaillement. Leur grande rigidité dans le plan limite la déformation latérale du bâtiment sous charges horizontales. Ils sont conçus d'une manière à exhiber un comportement élastique sous actions sismiques faibles ou modérées afin d'éviter des dommages non structurels. Cependant, on s'attend à ce que les voiles structuraux soient exposés à des déformations inélastiques lors de séismes de longue période et de forte intensité. Par conséquent, ils doivent être conçus pour résister aux forces qui provoquent des déformations inélastiques tout en conservant leurs capacités à supporter ces charges et à dissiper l'énergie sismique. Les dommages structurels et non structurels sont attendus lors de sévères tremblements de terre ; cependant, la prévention de l'effondrement et la sécurité des personnes restent la principale préoccupation de la conception [4].

2.- Catégorisation des voiles structuraux

Les voiles structuraux peuvent être catégorisés selon la forme de la section transversale, l'élançement et la classe de ductilité.

2.1.- Catégorisation des voiles structuraux selon les formes géométriques usuelles :

Le choix des formes possibles pour les voiles structuraux est illimité, bien que des formes simples et symétriques soient à privilégier. Certaines des formes les plus courantes sont illustrées dans la figure 2.1.

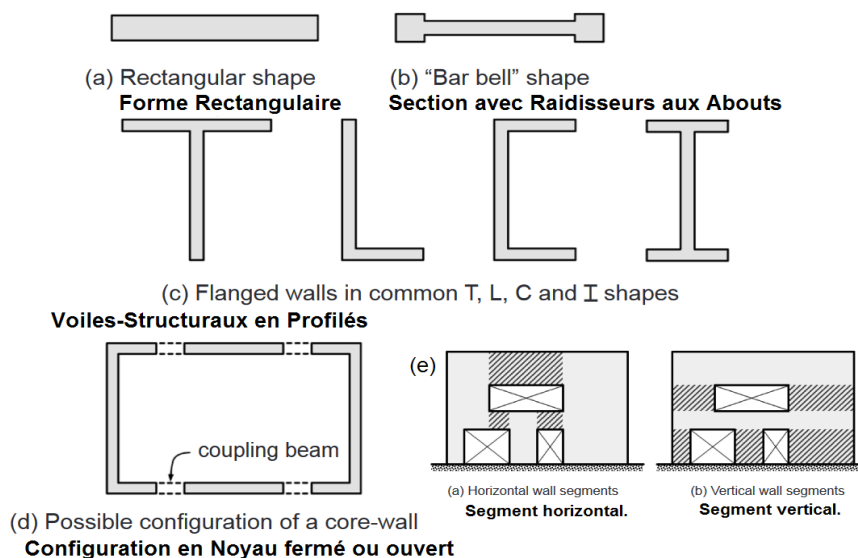


Figure 2.1. Formes usuelles des voiles structuraux

2.1.1.- Les voiles structuraux couplés (à file d'ouverture) :

Les différentes sections et formes d'éléments de voiles-structuraux présents dans un bâtiment et leur façon dont ils interagissent, sont des critères à prendre en considération dans la classification d'un système de contreventement basé sur des voiles-structuraux. Le modèle simple le plus fréquemment utilisés est celui du voile-structurel porteur. Les systèmes mixtes qui incorporent des (portiques) résistants aux moments (MRSF) et des voiles-structuraux pour la résistance aux charges latérales sont moins fréquemment préférés [4]. Les voiles-structuraux à file d'ouvertures sont composés par des segments de voile « trumeaux » connectés par des poutres de faible hauteur ou de forte section (poutres-linteaux) ou par des dalles rigides. Les voiles structuraux couplés agissent de manière essentiellement indépendante si le couplage est faible (poutres de faible hauteur), et ils interagissent formant un seul élément s'ils sont couplés par des poutres de fortes sections (poutres-linteaux). Un ferrailage bien détaillé est recommandé par les codes afin de cette liaison soit efficace. Les voiles structuraux sont analysés et ferrillés comme deux voiles structuraux séparés interconnectés par les éléments de couplages (poutres ou linteaux) d'après Abrams [5].

2.1.2.- Les voiles structuraux en profilés :

Les voiles structuraux symétriques en profilés (de sections en H, I, U ou C) sont préférés dans les systèmes structuraux en raison de leur grande rigidité et leur performance structurelle. Il est courant d'utiliser des voiles structuraux en profilés asymétriques (en forme de T, L et U pour des raisons de fonctionnalité et d'esthétique. Leur comportement est significativement différent de celui des voiles symétriques (torsion). La résistance, la rigidité et la ductilité du voile-structurel dépendent beaucoup de la forme de la section [6,7] et des dispositions particulières sont nécessaires au niveau des semelles.

2.1.3- Impact de la forme Sectionnelle sur le comportement :

Pour la section rectangulaire de la figure 2.1a, l'armature de flexion peut être distribuée uniformément le long de la longueur, ou concentrée dans les régions d'extrémité (zones dissipatives d'énergie), avec une armature nominale distribuée dans la région centrale. L'avantage d'une armature uniformément répartie est de conférer une meilleure résistance au cisaillement, particulièrement celui par glissement à la base du voile-structurel. Mais il en résulte un moment d'élasticité inférieur à celui qui se produira lorsqu'une grande partie de l'armature de flexion sera concentrée aux extrémités [8].

- La section rectangulaire avec des raidisseurs (figure 2.1b) aux extrémités (barbell wall) est souvent utilisée lorsque il y'a une continuité structurelle entre les portiques et le voile-structurel, comme le suggèrent les lignes en pointillées. Cette continuité structurelle peut s'étendre sur toute la périphérie du bâtiment par des éléments de jonction via des poutres de portiques internes qui se greffent perpendiculairement au voile structurel de rive lorsque sa longueur est importante. Il faut noter que dans ce système mixte (voile-portique), le voile structurel situé à l'extrémité de l'ouvrage fournira une grande résistance latérale dans cette direction, par contraste l'existence de portiques perpendiculaires à ce dernier.

Conjugué à sa longueur importante, donnera une réponse sismique indésirable qui sera accentuée dans le cas où l'action sismique n'est pas contenue dans un plan préférentiel. En effet l'élément de rive qui est un poteau greffé dans l'extrémité du voile, sera soumis à des contraintes de compression induites par le comportement console du voile-structurel qui sont proches à la résistance du béton. Le voile étant déformé latéralement par l'action du portique dans la direction orthogonale induit une forte contrainte de compression dans l'élément de rive réduisant le moment capacité du poteau ce qui peut entraîner une déflexion de ce dernier conduisant à des effets P- Δ locaux critiques (Outriggering interaction) figure 2.2.

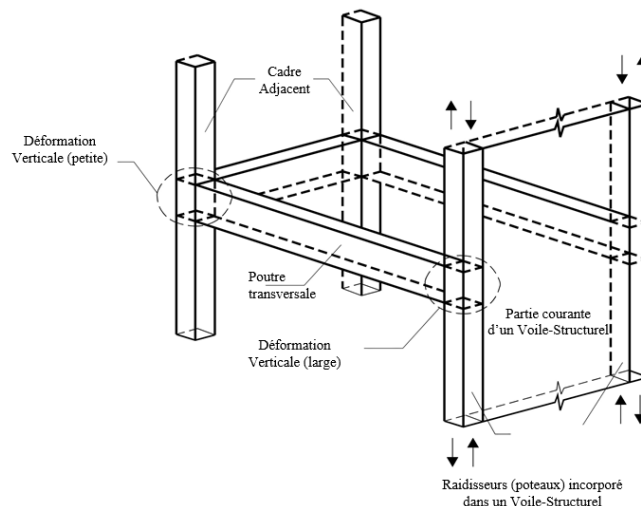


Figure 2.2 [6]. Effet de l'interaction d'une structure mixte Voiles-Poteaux (Outriggering interaction)

- Le comportement des voiles structuraux en T (en profilé) dans la direction parallèle à l'âme est caractérisé par une résistance et une rigidité différentes dans les deux directions de chargement possibles, le voile-structurel en profilé étant généralement plus rigide et plus résistant lorsque le talon (partie perpendiculaire saillante du voile) est en tension que lorsqu'il est en compression aussi, les courbures dans les directions opposées peuvent également être différentes.

- Enfin, le voile structurel à section en C de la figure 2.1(d) est courant lorsque les voiles structuraux qui entourent un noyau de service composé d'ascenseurs ou d'escaliers, et il est souvent combiné à une section en C symétriquement opposée, comme le suggère la section

représentée en pointillés. Ces sections sont souvent reliées par des poutres linteaux, représentées sur la figure 2.1(e) par des lignes pointillées, ce qui entraîne un comportement de voiles-structuraux couplés. Comme pour les voiles-structuraux de section en T de la figure 2.1(c), la rigidité d'un voile structural à section en C diffère selon la direction de la réponse, et lorsqu'il est chargé parallèlement à l'âme, il faut s'attendre à une réponse en torsion, à moins qu'un élément symétriquement opposé ne soit prévu dans la conception afin d'équilibrer ce phénomène.

2.1.4- Impact des ouvertures sur l'efficacité du voile-structurale :

Les principales catégories de voile-structuraux sont illustrées par la figure 2.3 où seules deux d'entre elles sont efficaces pour contrer une action sismique (figures 2.3a et 2.3c).

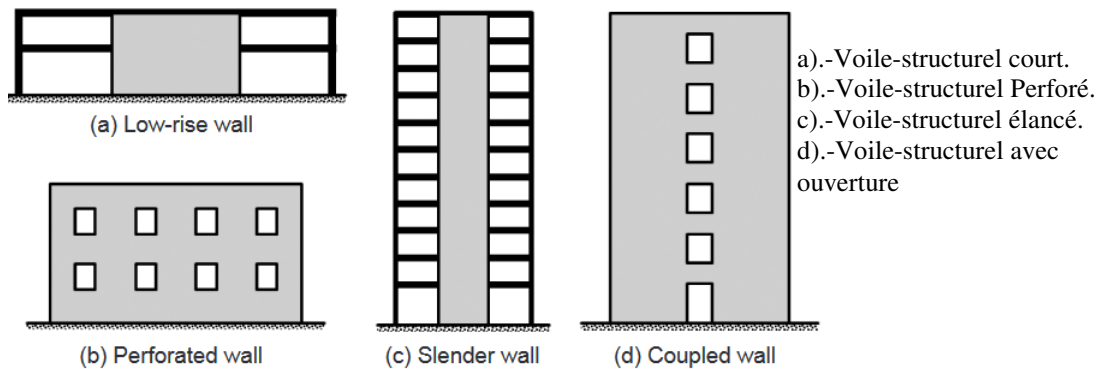


Figure 2.3 : Géométrie usuelle des voiles-structuraux en élévation.

Pour ces trois catégories de voiles de contreventement, notons ce qui suit [6] :

-Le comportement inélastique du voile structural plein figure 2.3a-c (le plus recommandé) prend naissance dans une zone appelée rotule plastique qui se forme au-dessus de la base et s'étend sur une certaine hauteur de ce dernier. Au-dessus de cette région, le voile structural reste élastique ;

- Le voile structural avec ouvertures, illustrée à la figure 2.3b, les éléments de voiles entre les ouvertures sont plus petits que les poutres linteaux au-dessus et au-dessous des ouvertures, et ces dernières sont insuffisantes pour assurer une action de type cadre. L'action inélastique se produit par une déformation en flexion ou une rupture en cisaillement dans les éléments de voiles (trumeaux), généralement sous le premier étage, comme indiqué par les zones hachurées. Cette forme de construction n'est pas adaptée à la résistance sismique, à moins que l'on puisse garantir que la réponse soit élastique, ou presque élastique (demande de ductilité de déplacement inférieure à 1,5) ;

- Les voiles-structuraux couplés par des linteaux, comme illustrés à la figure 2.3d, sont conçus pour former des rotules plastiques de flexion à la base des trumeaux et aux extrémités des linteaux, fournissant ainsi un mécanisme efficace pour résister aux forces sismiques, avec des déplacements réduits.

2.2- Critère d'élancement

Les voiles structuraux sont catégorisés principalement en fonction de leur élancement géométrique qui est le rapport de la hauteur totale du voile structural sur sa longueur: $\lambda = \frac{h_w}{l_w}$.

L'Applied Technology Council, ATC 40 [9] définit les voiles structuraux comme étant élancés (contrôlés par la flexion) si l'élancement $\lambda \geq 4$, et courts (gouvernés par le cisaillement) si leurs élancements $\lambda \leq 2$. L'American Society of Civil Engineer (ASCE) 41-13 [10], définit le comportement des voiles en béton armé en fonction de l'interaction, de l'intensité des efforts

de réduction et de la valeur du rapport géométrique, Ils sont considérés comme étant élancés si $\lambda \geq 3$, courts si $\lambda \leq 1.5$ et les voiles (ou éléments de voiles) structuraux dont leur élancement géométrique est entre $1.5 \geq \lambda \geq 3$, sont influencés à la fois par la flexion et par le cisaillement. L'Euro Code 8 (EC8) [11] catégorise un voile structural élancé si $\lambda \geq 2$ et court pour un élancement $\lambda \leq 2$. Concernant le règlement Algérien RPA99 Version 2003 [3], aucune indication n'est mentionnée. Cette classification variant d'un règlement à un autre peut être considérée comme un moyen de post contrôle pour anticiper les types de comportement probables et les modes de défaillance des structures contreventés par des voiles structuraux [10].

2.2.1- Les voiles structuraux élancés :

Un grand nombre d'études ont été menées sur les voiles-structuraux élancés : $\lambda = \frac{h_w}{l_w} \geq 3$

L'une des études les plus approfondies sur ce type de voile a été menée aux Laboratoires de technologie de la construction de la Portland Cement Association (PCA) à Skokie, Illinois [12, 13,14]. Seize spécimens de voiles structuraux d'environ 1/3 d'échelle ont été construits et testés. L'objectif de l'étude était de déterminer la ductilité, la capacité de dissipation d'énergie et la résistance de ces voiles- structuraux et de développer des critères de conception par type de structures. Afin de réaliser cet objectif, plusieurs paramètres ont été introduits à savoir ; la forme de la section transversale du voile (barbell wall ou voile structural raidi par des poteaux, rectangulaire et en profilé L,T..etc.), le taux de ferrailage longitudinale, le taux d'armature transversale dans les zones dissipatives d'énergie (rotules), la charge axiale, la résistance du béton et l'histoire de chargement. Shiu et al. [14] ont conduit des études sur des voiles structuraux avec ouvertures pour déterminer les effets des réservations sur la capacité de résistance et de déformation sous charges sismiques, et vérifier l'efficacité des critères de conception et les détails de renforcement recommandés par les codes.

2.2.2.- Les voiles structuraux courts :

Les voiles structuraux courts $\lambda \leq 1$, ont un comportement similaire aux poutres profondes, essentiellement gouverné par cisaillement. Les effets du cisaillement dans les voiles courts provoquent une dégradation précoce de la rigidité et de la résistance, entraînant une capacité de dissipation d'énergie réduite [6]. Une réponse de flexion inélastique reste par ailleurs possible si un ferrailage adéquat est placé dans l'âme du voile-structural [16]. Comme la rupture par cisaillement est une rupture de type fragile, les recherches se sont généralement concentrées sur la prévention d'une telle ruine en dotant le voile par une résistance à la flexion inférieure à la résistance au cisaillement afin que ce dernier développera un comportement flexionnel (ruine contrôlée par flexion). Plusieurs recherches intéressantes sur les voiles peuvent être examinées, sont citées dans les rapports d'Abrams [5] et d'Ali et Wight [15].

3.- Critère de ductilité :

3.1.- Voiles ductiles

On suppose qu'une ductilité en flexion adéquate est disponible dans les voiles structuraux dont l'élancement $\lambda = h_w / l_w$ est supérieur à deux, lorsque la conception garantit que des rotules plastiques peuvent se former à des endroits prédéterminés. Les voiles structuraux courts sont dans l'incapacité de fournir une ductilité adéquate en flexion, par conséquent, ils doivent être conçus pour développer une bonne résistance aux charges latérales. La classification en voile ductile diffère d'un code à un autre. La norme Néozélandaise NZS 4203 [6, 16] classe la ductilité d'une structure via un facteur structural « S »NZS 4203 [6, 16].

3.1.1- L'EC8 recommande trois classes de ductilité (DCL, DCM et DCH)[16]:

- ✓ Haute ductilité DCH : $3,0 \leq q \leq 4,4$
 - longueur / épaisseur (l_w/t_w) > 4;
 - rotation à la base empêchée.
- ✓ Moyenne ductilité DCM : $q \leq 3$
 - longueur $l_w \geq 4,0$ m ou $l_w \geq 2/3h_w$;
 - fissuration limitée ;
 - pas de rotules plastiques à la base.

où q est le coefficient de comportement de la structure.
- ✓ Ductilité limitée DCL.

Seules des structures de classes DCM et DCH sont à considérer comme dissipatives d'énergie, donc ductiles.

3.1.2.-ACI (American Concrete Institute) 318-19 [17]

Le code ACI 318-19 [17] classe les voiles - structuraux coulé sur place conformément aux exigences des chapitres 11 à 18.10 en deux catégories :

- a) Voiles structuraux en béton armé ordinaire ;
- b) Voiles structuraux en béton armé spécial, qui sont aussi des voiles structuraux coulés en place et répondant eux aussi aux exigences des voiles –structuraux ordinaires en béton armé chapitre 11 en plus de recommandations aux niveaux des zones dissipatives d'énergie. Pour le RPA 99 Version 2003[3], on note l'absence de classification des voiles-structuraux selon leurs ductilité ou leurs ratio h_w/l_w (hauteur/longueur).

3.1.3.-ASCE/SEI 41-13 :

Le règlement **ASCE/SEI 41-13** [10] définit les voiles structuraux en béton armé comme des éléments verticaux planaires ou des combinaisons d'éléments planaires interconnectés qui servent d'éléments de résistance aux charges latérales dans les structures en béton figure 2.4.

Reinforced concrete shear wall component types			
	Type de composant FEMA 306(1995b)	désignation	ASCE 41 Désignation
RC1	Voile-structurel isolé ou de forte inertie	Les composants plus résistants que les poutres ou les linteaux qui peuvent s'y encastrer de sorte que le comportement non linéaire (et les dommages) est généralement concentré à la base, avec une rotule plastique en flexion ou une rupture en cisaillement, y compris les voiles structuraux isolé en console	Renforcement régulier pour un voile- structurel ou pour un trumeau
RC2	Voile-structurel isolé ou de faible inertie	Plus faible que les linteaux auxquels il est relié : caractérisé par une articulation en flexion en haut et en bas ou par une rupture en cisaillement.	
RC3	Poutre ou linteaux a faible inertie.	Plus faible que les trumeaux auxquels il se raccorde : caractérisé par une articulation à chaque extrémité, une rupture en cisaillement ou une rupture de cisaillement par glissement.	Segment de voile horizontal ou poutre linteau
RC4	Linteau de faible inertie	Ne devrait pas subir de dommages parce qu'il est plus rigide que les trumeaux. Si cet élément est endommagé, il devrait probablement être reclassé dans la catégorie RC3.	
RC5	Zone Trumeau-Linteau	Généralement pas une zone critique dans les voiles-structuraux en béton armé	Trumeaux

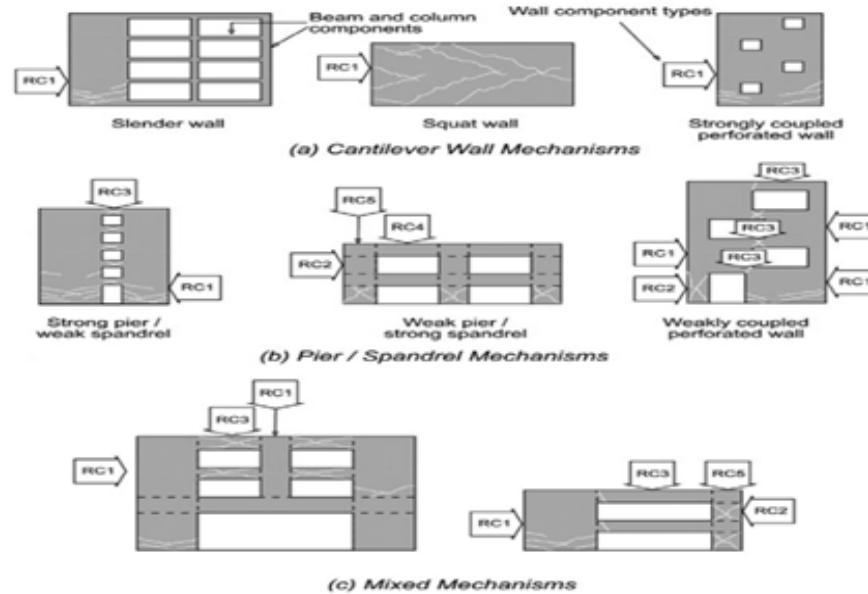


Figure 2.4 [10]. Type de voiles-structuraux et leurs composants

Les voiles structuraux (ou segments de voiles-structurel) sont considérés comme minces si leur rapport d'aspect $h_w/l_w > 3,0$ et sont considérés comme courts ou trapus si leur élancement $h_w/l_w < 1,5$. Les voiles structuraux minces sont normalement contrôlés par le comportement en flexion ; les voiles structuraux courts sont normalement contrôlés par le comportement en cisaillement. La réponse des voiles – structuraux avec des ratios h_w/l_w intermédiaires est influencée à la fois par la flexion et le cisaillement.

3.1.4.- Approche de ductilité selon le NZS (New Zealand Standard) 4203 :

Le règlement NZS 4203 [18] spécifie un facteur structurel nommé « S » pour déterminer le niveau de ductilité des voiles-structuraux d'une structure résistante à une action sismique. Pour le code NZS 4203 une structure contreventée par un système de voiles-structuraux est ductile, lorsqu'elle a la capacité de se déformer de manière inélastique. Cette déformabilité est traduite par un facteur ductilité de déplacement d'environ 4. Lorsque cette demande de ductilité de flexion ne peut pas être entièrement satisfaite, la résistance sismique de la structure doit être augmentée pour tous les voiles-structuraux, **le produit μ_s (facteur de ductilité $\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$) ne soit pas être inférieur à 4**, On constate que le règlement NZS 4203 [18] classe les voiles-structuraux en trois groupes principaux.

a.- Deux ou plusieurs voiles dont le rapport entre la hauteur h_w/l_w n'est pas inférieur à deux et se voient attribuer un facteur de type structurel $S = 1,0$ (voir figure 2.5a).

b.- Deux voiles ou plus, chacun ayant un rapport d'aspect h_w/l_w non inférieur à deux, qui sont couplés par un certain nombre de poutres ductiles (linteaux) convenablement ferrillées et qui sont capables de dissiper une partie importante de l'énergie sismique, la valeur de S, alors sera prise égale à 0,8, cette valeur tient compte du degré élevé de redondance et du fait que les dommages sont susceptibles d'être faibles.

c.- Pour un seul voile- structurel (consoles) avec un ratio géométrique de $h_w/l_w > 2$, ils doivent être conçus avec $S=1,2$, pour compenser le manque de redondance. (Voir figure 2.5b).

d.- Les voiles-structurels courts (consoles) avec un ratio géométrique de $h_w/l_w < 2$, dans lesquels les effets de cisaillement sont susceptibles d'être dominants, ne sont pas censés produire une dissipation d'énergie par ductilité en flexion que les voiles élancées.

Les déformations de cisaillement, en particulier le glissement, peuvent provoquer un pincement significatif dans les boucles d'hystérésis et par conséquent, une perte d'énergie de dissipation.

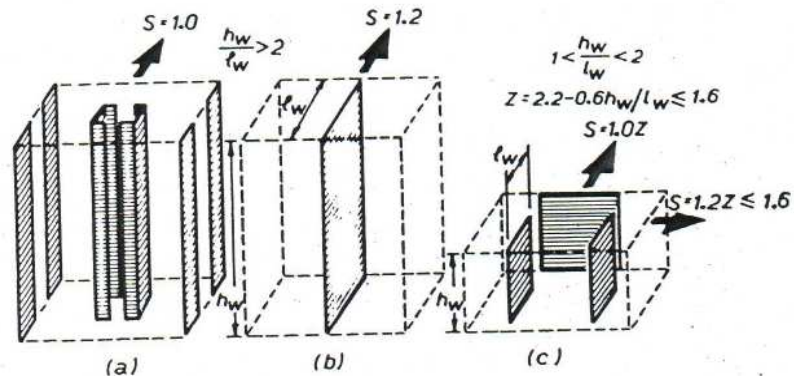


Figure 2.5 : Facteur “S” pour différents types de voiles-structuraux [18]

L'importance des linteaux à dissiper l'énergie est facilement exprimée par la contribution de ces derniers au moment de renversement total produit par le chargement latéral spécifié par le code à la base de la structure du voiles à file d'ouverture. Ceci est illustré à la figure 2.5. Un paramètre approprié qui exprime ceci est le rapport de moment.

$$A = \frac{T_l}{M_o} \text{ Eq.1}$$

Ou T= Charge axiale normative induite par une charge latéral à la base dans d'un des trumeaux.
L = distance entre axe des deux trumeaux.

M_o= moment de renversement induit par la charge latérale.

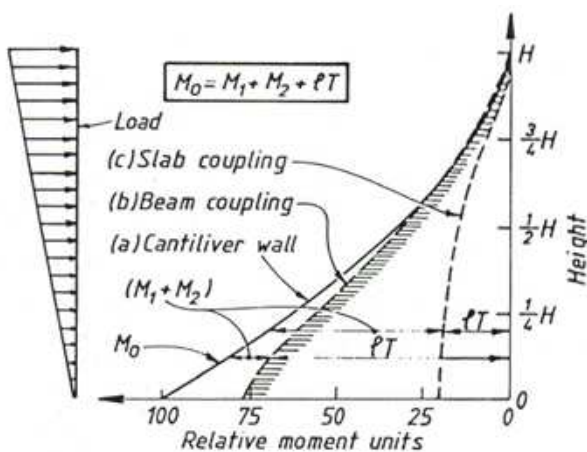
Le facteur structurel S, est rendu dépendant du rapport de moment, A, selon la contribution des linteaux à dissiper l'énergie quand :

$$0.33 \leq A \leq 0.67$$

donc
$$0.8 \leq s = 0.8 + 0.6 \times (0.67 - A) \leq 1.0$$

Pour les valeurs intermédiaires de A, une interpolation linéaire de S peut être effectuée.

Typiquement, pour un voile avec des linteaux, comme illustré à la figure 2.5b, le facteur S approprié sera probablement de 0.8 Lorsque les voiles structuraux ne sont interconnectés que par des dalles, figure 2.5c, comme c'est souvent le cas dans les immeubles d'habitation, la valeur de A sera généralement bien inférieure à 0.33 et donc S = 1.0.



- a).- Voile-structurel en consol.
- b).- Voile-structurel avec ouverture (linteau).
- c).- Voile-structurel avec ouverture sans linteau (dalle)

Figure 2.6 [18]. Variation des moments fléchissant le long de la hauteur du voile structurel

La figure 2.6 présente une comparaison de la contribution du moment de l'élément L_T au moment de renversement total M_0 . A cet effet afin de réduire la demande de ductilité de déplacement d'un voile court, sa résistance doit être augmentée :

- Pour les voiles courts pour lesquels un ratio géométrique compris entre $1 \leq h_w/l_w \leq 2$, le facteur de type structurel donné ci-dessus en (a), (b) et (c) doit être multiplié par z où

$$1 \leq z = 2.2 - 0.6 \times h_w/l_w \leq 1.6$$

Il est à noter que l'utilisation d'un facteur structurel élevé peu réduire la demande ductilité d'un voile structurel

$$S = 1.6 \times 1.0 = 1.6 \text{ or } s = 1.6 \times 1.2 = 1.92$$

- Les voiles courts ont une période fondamentale relativement faible ($T < 0.6$ sec), ils sont susceptibles d'être soumis à des demandes de ductilité plus élevées que les structures à longue période. De plus, lors d'un séisme donné, un voile-structurel court (trapus) $h_w/l_w < 1.5$ et pour une courte période, il est susceptible d'être soumis à un comportement inélastique important qu'une structure à longue période, par conséquent, des dommages plus élevée.

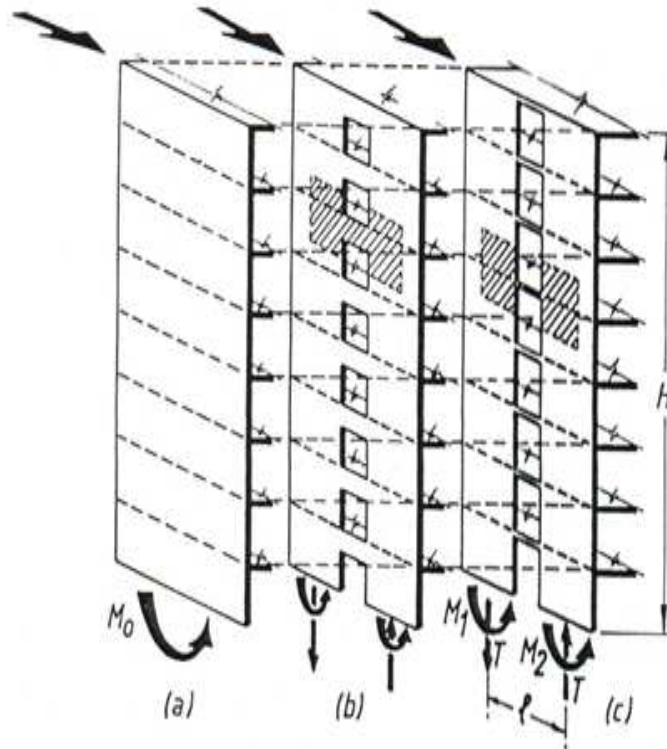


Figure 2.7 [18]. Voile ductile : a.- en consol. b.- couplé avec linteaux. c.- couplé par une dalle uniquement.

3.2.- Voiles structuraux à ductilité limitée :

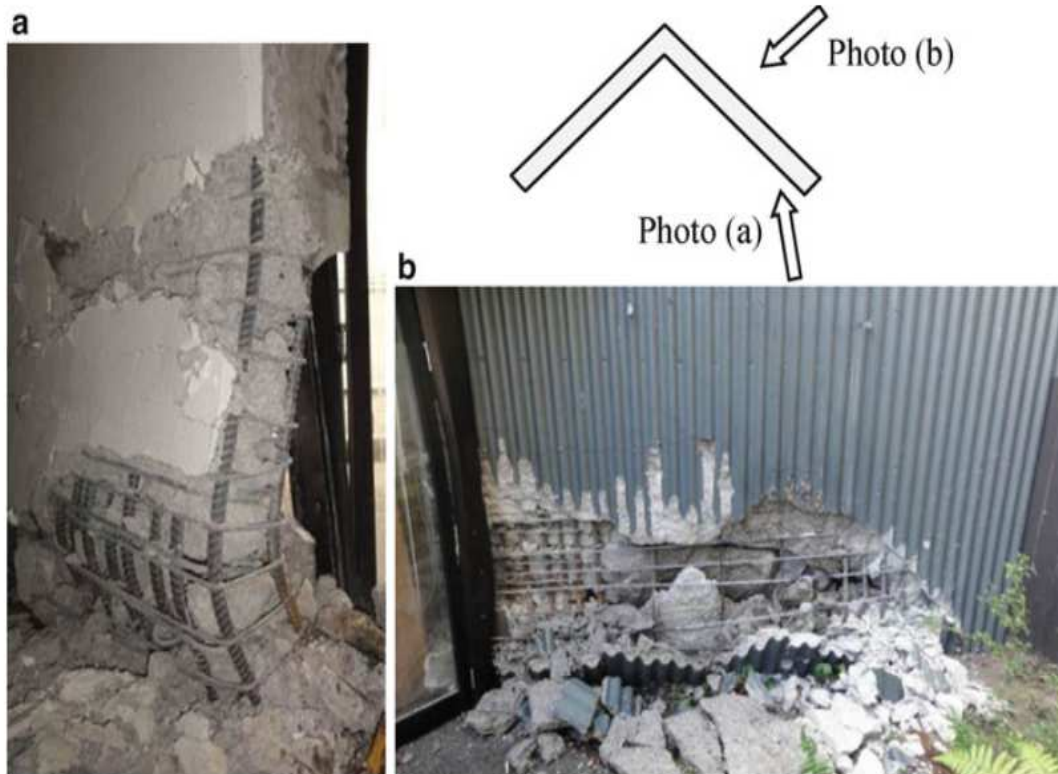
On rencontre fréquemment ces types de voiles-structuraux dans les bâtiments de faible hauteur, dans lesquels les aspects sismiques de conception peuvent ne pas être aussi sévères que dans les bâtiments élevés. Ce type de voile structurel ne peut développer des rotules de flexion et les forces de cisaillement induites par les séismes jouent un rôle important, par conséquent la fissuration induite par le cisaillement doit être minutieusement contrôlée pour éviter la rupture fragile par cisaillement [6].

4.- Modes de ruine des voiles-structuraux :

4.1.- Voiles structuraux élancés :

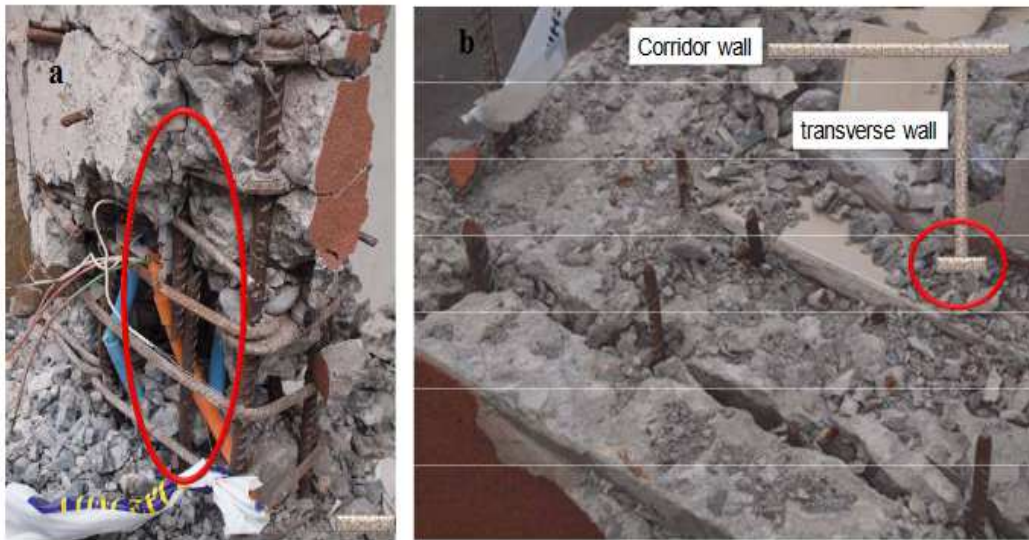
a) Rupture par flambement de l'âme d'un voile (out of plane effect) : [19]

La figure 2.8 montre le flambement général de la partie saillante d'un voile-structural en profilé de forme L dans un bâtiment de 7 étages (Christchurch Earthquake). La valeur du rapport géométrique ($h_w/l_w = 0.655 < 1$ avec $h_w/t_w = 8.9$) nous indique que la réponse est gouvernée par le cisaillement, la zone endommagée s'étendait sur environ 3 m de l'âme qui est de 4 m de longueur avec une déformation hors plan sur une hauteur de 1m environ. La nature et l'emplacement des dommages (au niveau de l'âme) est une indication claire du cisaillement. L'acier de contact à l'extrémité endommagée du voile se composait de barres déformées de diamètres 16 et 24 mm confinées par des barres de diamètre 10 mm espacés de 120 mm, avec des fissures inclinées dans les deux directions à environ 45° étaient apparentes au milieu de l'âme. La configuration des dommages suggère que l'âme a pu initialement subir une déformation en flexion de l'acier dans la zone de rive, suivie d'un flambage hors plan de l'âme dans la zone courte de plastification. L'instabilité de la zone de compression a été causée par la réduction de la rigidité à la flexion hors plan de l'âme induite par l'ouverture de fissures de tension de la flexion lors des cycles précédents ainsi que des fortes accélérations verticales qui ont également contribué à l'augmentation des contraintes de compression et de tension dans la paroi du voile. Bien que le rapport $h_w/t_w = 8.9$ est proche de la limite tolérée par les codes en vigueur qui est de 10 afin d'éviter l'instabilité hors plan. Les spécialistes dans le domaine concluent que cette limite h_w/t_w est insuffisante pour empêcher le flambement du voile structural. En effet sur la base des travaux de Paulay et Priestley (1993) [20], des recherches supplémentaires se sont avérées nécessaires pour déterminer une relation entre le flambement du voile, la longueur de la rotule plastique, la rigidité axiale de la zone de compression après flambement et la rupture des barres verticales.



Seven-storey 1980s building with compression failure of the V-shaped RC shear wall

Figure 2.8 [21] : Flambement général de la partie saillante d'un voile-structural en L



(a) Centro Mayor building

(b) Alto Rio building

Rebar fracture of web boundaries of T-shaped Walls in Concepción

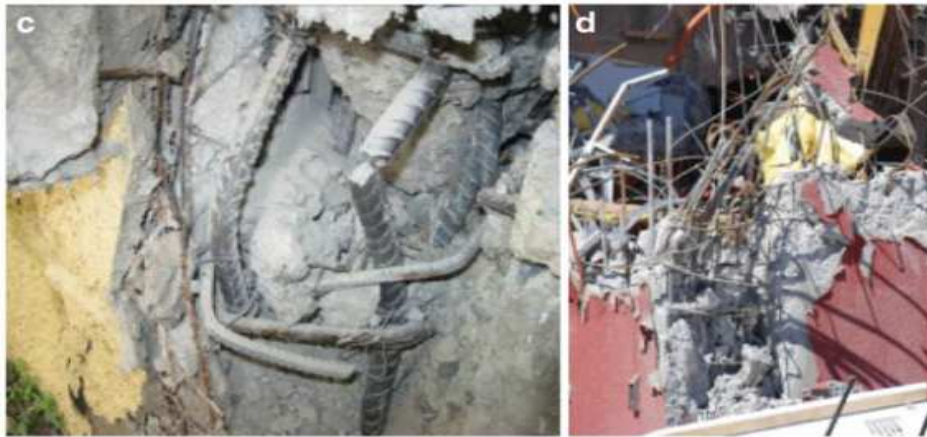


Figure 2.9 [34, 21]: a)- Flambement du talon d'un voile structural en profilé
b)- Rupture des Armature longitudinales

b)- Rupture de barres dans la zone de plastification (rotule plastique)[19] :

La rupture des armatures longitudinales a été constatée dans les immeubles de grande hauteur, où l'effet flexionnel est dominant figure 2.9 c-d-e. Cette rupture est due :

- au faible rapport de l'armature verticale (dans certains voiles, le rapport est inférieur à 0,002 de faible diamètre avec absence de confinement dans les zones d'abouts ; figure 2.9b).

Ceci a des implications significatives à la fois :

- pour la conception de voiles structuraux légèrement ferraillés comme pour le cas des immeubles d'habitation réalisés par le system tunnel ou tables et banches ;
- mais aussi dans la difficulté d'inspecter les barres rompues vue que la longueur de diffusion de la plasticité est faible pour que les barres soient visualisées après un futur tremblement de terre.

Les ingénieurs effectuant des évaluations post séisme doivent être prudents lorsqu'ils évaluent l'étendue des dommages des voiles-structuraux légèrement renforcés. Comme le montre la figure 2.9b, la rupture d'au moins quatre des barres d'extrémité de 12 mm de diamètre est visible. Le béton du noyau est généralement resté intact dans la zone confinée (sauf aux endroits où les barres se sont rompues) ; cependant l'écrasement du noyau s'est étendu dans l'âme non confinée sur environ 3 m à partir de l'extrémité de la zone confinée, figure 2.9 F-G. L'écrasement de l'âme a mis à nu des barres transversales épaissées, qui n'ont pas pu contenir le béton de l'âme une fois que le béton d'enrobage a été écaillé. L'endommagement de l'âme s'est étendu en diagonale vers le bas à partir de la limite de la rupture figure 2.9b, à cause des contraintes de cisaillement élevées qui ont également contribué à l'endommagement observé. En termes de développement de code futur, et pour limiter l'écrasement du béton dans l'âme du voile structurel figure 2.9b il est nécessaire que des épingles doivent être prévu dans l'âme du voile et que le recouvrement dans les barres transversales doit être évité. De plus que les dispositions minimales de renforcement dans les zones de rive des voiles sont à revoir afin d'éviter la rupture brusque des barres.

c.)- Rupture par écrasement (compression) d'un voile-structurel [19] :

La figure 2.9-E montre de graves dommages d'un voile structurel (l'hôtel Grand Chancellor de 22 étages, construit au milieu des années 1980). Un raccourcissement d'environ 800 mm du voile structurel du RDC dans le hall de l'hôtel a entraîné une inclinaison visible du bâtiment qui a restreint l'accès à la zone de chute potentielle autour du bâtiment. Des irrégularités structurelles significatives ont influencé la réponse sismique du bâtiment ; en particulier le côté qui était en porte-à-faux au-dessus d'une voie d'accès.

Les dommages illustrés par la figure 2.9-E indiquent que le voile structurel s'est déplacé vers le bas le long d'un plan de rupture diagonal qui semble prendre naissance au sommet de la jonction de recouvrement de l'armature verticale de l'âme Figure 2.10-c à travers l'épaisseur du voile structurel sur toute sa longueur. La rupture des cadres de l'armature transversale a engendré la déformation des barres longitudinales suivie d'un raccourcissement vertical du voile structurel. L'écrasement du béton à la tête du voile-structurel figure 2.9-E, probablement dû au mouvement hors plan du voile structurel lors de son glissement le long du plan de rupture diagonal a été constaté. Ces importants dommages sont dus à l'action combinée des charges axiales importantes et la flexion du voile structurel conduisant probablement au dépassant la capacité de du béton en compression. De futures recherches s'avèrent nécessaires pour comprendre l'influence du mouvement hors plan des voiles structuraux soumis à des efforts combinés (fortes charges axiales et flexion). Il faut reconnaître, que les charges axiales réelles sur les voiles structuraux ne sont pas bien connues. En partie à cause de leurs croissances (déplacement du centre de gravité) pendant les secousses et le problème « outrigger effect » figure 2.9-E, qui est due à la liaison (poutre de forte section) entre un voile structurel et un cadre

de poteaux de rive, ce dernier en se déformant va bloquer ainsi la rotation du voile réduisant ainsi sa capacité d'absorber les efforts horizontaux par déformation (incompatibilités des déformations Voile structurel –cadres). De futures recherches s'avèrent nécessaires pour comprendre l'influence du mouvement hors plan des voiles structuraux soumis à des efforts combinés (fortes charges axiales et flexion). Il faut reconnaître, que les charges axiales réelles sur les voiles structuraux ne sont pas bien connues. En partie à cause de leurs croissances (déplacement du centre de gravité) pendant les secousses et le problème « outrigger effect » figure 2.10-e, qui est due à la liaison (poutre de forte section) entre un voile structurel et un cadre de poteaux de rive. Ce dernier en se déformant va bloquer ainsi la rotation du voile réduisant ainsi sa capacité d'absorber les efforts horizontaux par déformation (incompatibilités des déformations Voiles structurel –cadres).



Figure 2.10 : Flambement et rupture des barres d'acier [34]



Typical wall damage in 2010 Chile Earthquake



Examples of overall wall lateral buckling from the 2010 Maule earthquake: (a) Alto Huerto building, Concepción (DICTUC, 2010d); and (b) Undisclosed Building B, Santiago (DICTUC, 2010e).

Figure 2.11 [19] : Flambement et rupture des armatures

4.2.- Voiles structuraux courts :

Les études menées par Barda (1977) [21] et Paulay et al. (1982) [16] sur le comportement des voiles structuraux courts (trapus), ont montré qu'en plus de la contribution de l'armature horizontale de cisaillement, une grande partie du cisaillement appliqué au sommet du voile-structural est transmise directement à la fondation par des bielles de compressions diagonales. Ce mécanisme de transmission de la charge conduit à différents mécanismes de rupture par cisaillement.

a.)- Mécanisme de rupture par tension diagonale [22] :

Ce mécanisme de rupture est susceptible de se produire lorsque le voile structural est insuffisamment renforcé par des armatures horizontales. Le mode de rupture est caractérisé par une ou plusieurs larges fissures d'angle à angle, comme le montre la figure 2.12(a).

Ce mécanisme est initié par la fissuration en traction du béton dans un état de contrainte principal par la suite l'acier cède de manière ce qui entraîne l'élargissement de fissure et la perte de la résistance au cisaillement. L'inclinaison de la fissure est fortement affectée par la géométrie du voile structural et la distribution de la charge au sommet du voile-structural. La présence d'un élément rigide (poutre) provoque la formation d'une fissure de coin à coin. La fissure diagonale peut également se développer dans un angle plus prononcé figure 2.12(b) pouvant entraîner une défaillance s'il n'y a aucun moyen de redistribuer l'excès de charge de cisaillement au reste de la structure. Les dommages associés à ce mode de rupture sont généralement concentrés dans une ou plusieurs fissures qui se développent dans les deux directions de la charge (si elle est cyclique) et il y a apparition de la forme X.

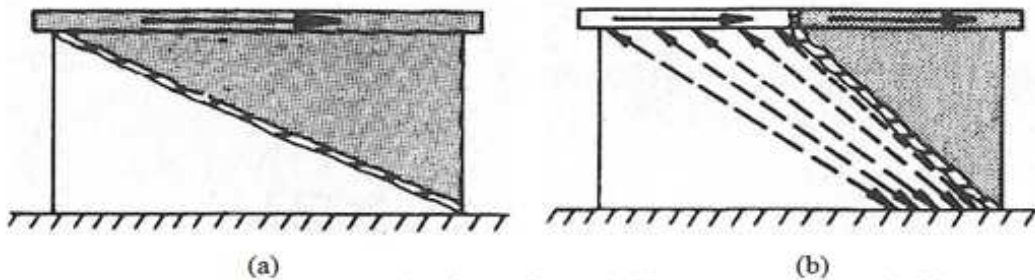


Figure 2.12 [16] : Mode de ruine par tension : (a) corner to corner ; (b) steep- angle crack

b).- Mécanisme de rupture par compression [22] :

La rupture par compression diagonale peut se produire lorsqu'une rupture par traction diagonale est empêchée par un renforcement horizontal adéquat et que d'importantes contraintes de cisaillement sont induites. La figure 2.13 montre le modèle de fissure généralisée caractéristique de ce mode de rupture. Un tel mécanisme est produit lorsque les contraintes dans les armatures de compression diagonales deviennent suffisamment importantes pour dépasser la résistance à l'écrasement du béton. Lors d'un chargement cyclique, des fissures de cisaillement diagonales qui sont interconnectées se développent dans deux directions opposées et dégradent progressivement la résistance du béton, ce qui conduit à l'écrasement du béton à des niveaux de charge de cisaillement considérablement plus faibles (Paulay et al, 1982) [16].

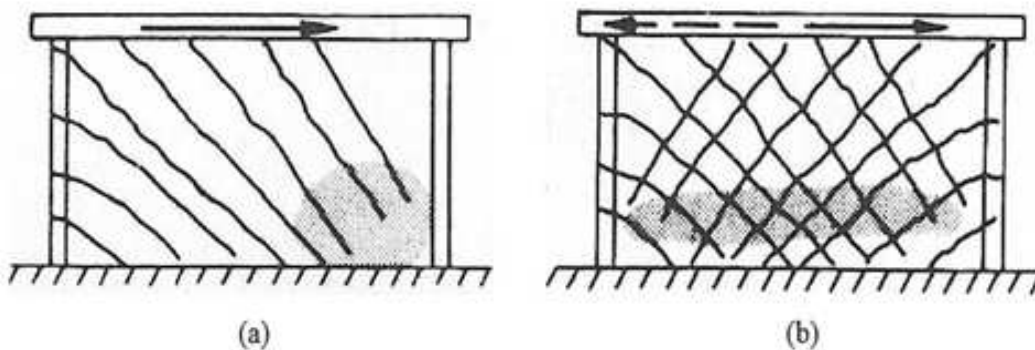


Figure 2.13 [16] : Mode de ruine par Compression-Diagonale

c).- Mécanisme de rupture par glissement [22] :

La rupture par glissement se caractérise par l'écrasement du béton et le flambage des barres sur une bande étroite le long de la base du voile structural, comme le montre la figure 2.14-15. Généralement, avant une rupture par glissement sur les voiles-structuraux - courts, une

fissuration en flexion et/ou en cisaillement du voile-structurel est déjà enclenché. Le développement de ce mécanisme commence par la déformation de l'acier de flexion et la fissuration du béton dans une direction. Sous l'effet cyclique, les deux fissures de flexion se croisent à la base et avec des cycles supplémentaires, et des déformations résiduelles élevées dans les armatures verticales, la résistance des agrégats qui s'emboîtent (agrégat-interlock) dus à la friction diminue progressivement jusqu'à ce que le béton s'écrase. Généralement les voiles-structuraux-court supportent de faibles charge axiale, ce qui facilite l'ouverture des fissures et réduit le cisaillement par friction, ce qui les rend plus vulnérables aux ruptures par cisaillement que les voiles-structuraux-élançé qui supportent généralement des niveaux plus élevés de charge axiale.

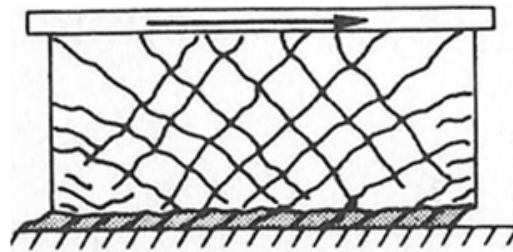


Figure 2.14 : Mode de ruine par Effort tranchant de glissement

	T 3	T 2	T 1
Modes de ruine			
	SHEAR		
	WEB DIAGONAL FAILURE (compression)		HORIZONTAL SLIDING
Cause	Faible épaisseur	Insuffisance d'acier	défaut de scellement
Réponse Attendu			

Figure 2.15 : Modes de rupture des voiles courts [5]

5. comportement parasismique

a).- Hiérarchie dans la dissipation de l'énergie [20] :

Il est généralement admis que, dans la plupart des situations, la dissipation d'énergie par amortissement hystérétique (interne ou effective) est un moyen viable d'assurer la survie structurelle dans le cas de grands déplacements induit par les secousses telluriques. De telles structures doivent donc être ductiles, pour assurer la dissipation d'énergie souhaitée, l'objectif principal du concepteur sera de minimiser la dégradation inévitable de la rigidité et de la résistance.

b).- Plastification des voiles ductiles par effet flexionnel [20] :

La déformation de l'armature principale de flexion est une source importante d'amortissement hystérique, elle peut être limitée à des zones de rotule plastique bien définies, comme le montre la figure 2.16 appelé zones dissipatives d'énergie (ou rotule plastique). Ces zones méritent donc une attention particulière. Soumis à des déformations inélastiques répétées et à des fissures multidirectionnelles, le béton, étant un matériau relativement fragile il subit une dégradation rapide de sa résistance, soit par compression ou par cisaillement ou les deux à la fois, pour cela il ne doit pas être considéré comme étant une source significative de dissipation d'énergie arrondies, telles que celles illustrées à la figure 2.16.

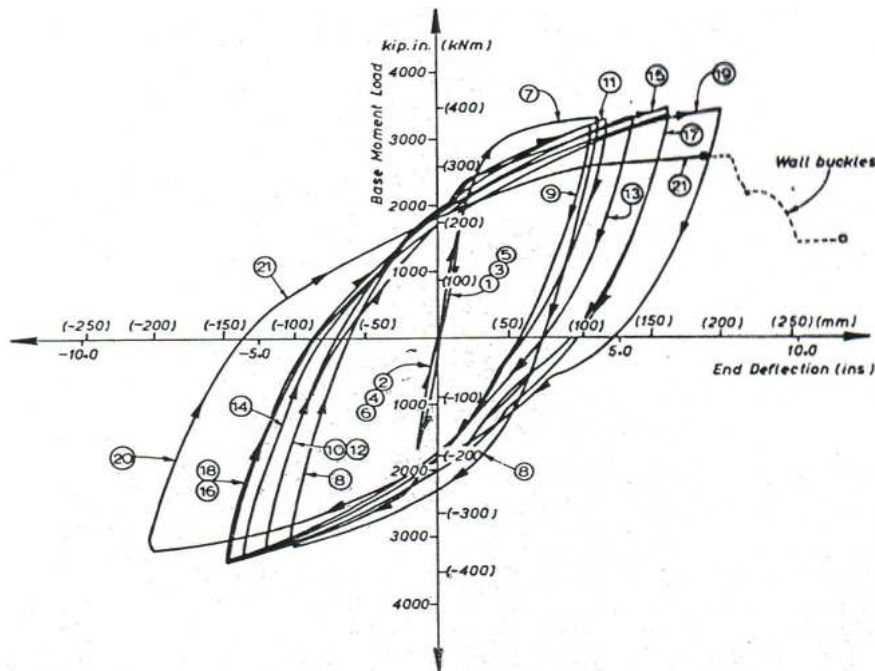


Figure 2.16 : Boucles d'hystérésis charge-déplacement [20]

De ce fait, pour assurer une ductilité souhaitée, la majeure partie des forces internes dans la zone de dissipation d'énergie (rotule plastique) d'un voile doit donc être allouée au renforcement mis en place dans ces zones dissipatives d'énergie. Il est à noter que la réponse souhaitée d'une structure d'un voile ductile se manifeste par des boucles d'hystérésis charge-déplacement.

c).- Contrôle de la distorsion par cisaillement [20] :

La résistance au cisaillement après des déplacements inélastiques dû au cisaillement ne peut être atteinte que lorsque le déplacement ultérieur imposé est plus grand que la plus grande déformation en traction dans les étriers qui ne peuvent jamais être récupérées. Dans de tels cas, la largeur des fissures diagonales augmente également avec le chargement cyclique progressif. La figure 2.17a montre des réponses typiques de charge-déplacement pour un quadrant d'un cycle de déplacement. Ces réponses ont été affectées par des déplacements de cisaillement importants. Comparativement, aux courbes a et c, la figure 2.17b montrent la réponse élastique-plastique idéalisée et la réponse optimale d'un élément en béton armé. Afin de minimiser le "pincement" des boucles d'hystérésis, c'est-à-dire la perte de capacité de dissipation d'énergie, les concepteurs doivent s'efforcer de supprimer les distorsions inélastiques de cisaillement. La figure 2.17c montre la réponse hystérique d'un voile-structurel (console) dans lequel, en raison de contraintes de cisaillement relativement importantes, les déformations de cisaillement sont devenues de plus en plus significatives avec l'augmentation des cycles de chargement et l'amplitude de la déflexion appliquée au sommet du voile. On constate également qu'à chaque

cycle, la rigidité du voile structurel diminue, même si la capacité totale du voile structurel a été atteinte. La courbe enveloppe suit de près la courbe charge-déplacement qui est obtenue lors d'un chargement monotone avec la même ductilité de déplacement.

d.)- La hiérarchie désirée d'une résistance [20] :

Toute procédure de conception doit s'efforcer de minimiser la probabilité d'une rupture par cisaillement, même pendant les secousses de la plus grande intensité et la manière d'y parvenir est de pouvoir évaluer la capacité de flexion d'un voile-structurel à partir de ses propriétés sectionnelles indiquées dans les plans structuraux. Il est possible d'évaluer la réponse maximale probable du moment qui peut induire un voile-structurel lors d'un déplacement sismique inélastique extrême, la force de cisaillement associée au développement d'un tel moment peut alors être estimée. Alors le voile peut être renforcé afin de posséder une résistance au cisaillement correspondant. Il est important de noter que lorsque la résistance au cisaillement d'un voile n'est pas supérieure à la résistance à la flexion, comme dans le cas voiles courts, non seulement une dégradation de la rigidité se produit, mais la capacité totale du voile diminue également avec le nombre de déplacements cycliques, une telle réponse est indésirable (figure 2.17c) et il est nécessaire de revoir la conception pour y remédier. D'autres modes de rupture dont il faut, s'assurer qu'ils ne se produisent pas pendant que la capacité de flexion maximale du voile, généralement à sa base, soit atteinte plusieurs fois dans les deux directions de la charge, tels que rupture de l'ancrage de l'armature ou glissement le long des joints de construction.

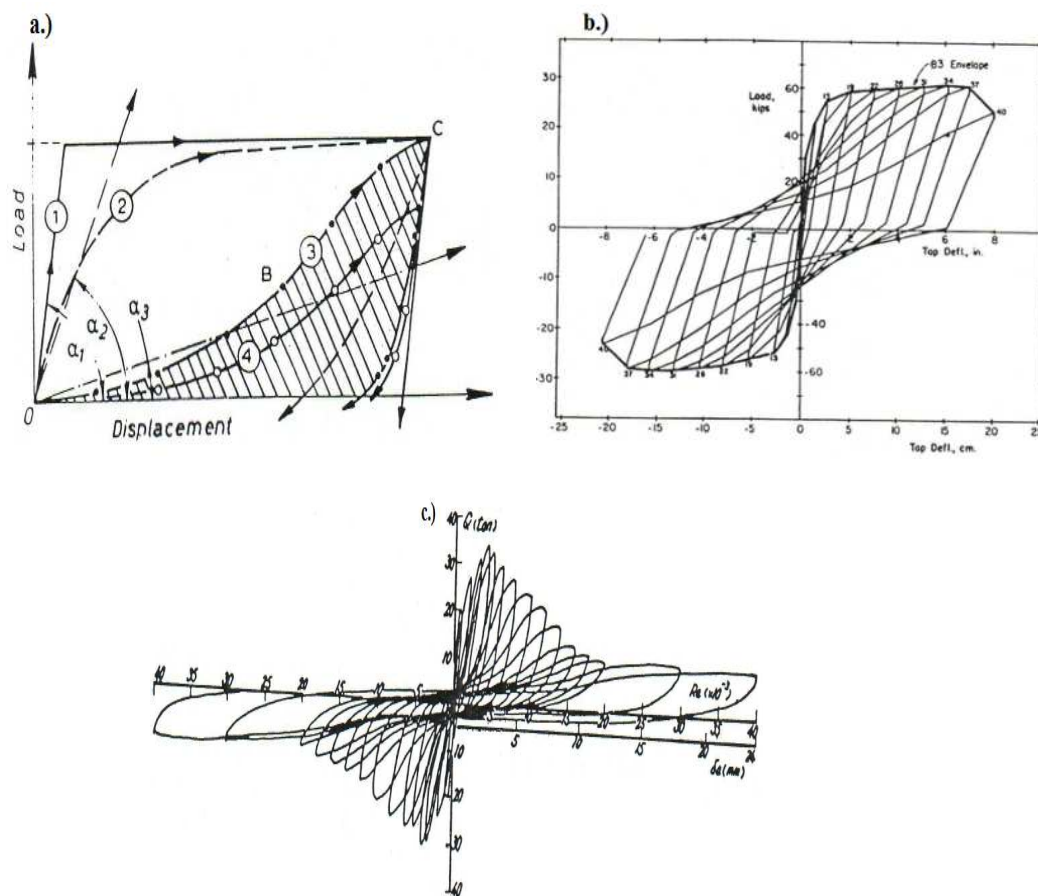


Figure 2.17. a.) Réponse Force-déplacement : 1.- Idéal, 2.- Optimal, 3.-Effet de cisaillement
 b.) Courbe hystérésis d'une réponse d'un voile - console flexion-cisaillement
 c.) Réponse hystérésis d'un voile-structurel gouverné par le cisaillement

De ce fait les procédures de conception par capacité peuvent garantir une certaine hiérarchie souhaitée dans le développement de mécanisme de dissipation de l'énergie.

Référence :

- [1] Davidovici V. "Séisme de Boumerdes. Rapport de mission". Dynamique Concept (2003). Algerian Ministry of Habitat, Urbanism and City. Available online: <https://mhuv.gov.dz> (accessed on May 2021).
- [2] A. Yelles Chaouche et al. C. R. Geoscience 338 (2006).
- [3] RPA 99/Version 2003. "Algerian Seismic Regulations", Ministry of Housing Planning and the city (Ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville), Edition CGS, Algeria (2003).
- [4] Thomsen IV, J. H., and Wallace, J. W., 1995, *Displacement-Based Design of RC Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-shaped Cross-Sections*, Report No. CU/CEE-95-06. Department of Civil and Environmental Engineering of Clarkson University. June 1995.
- [5] Abrams, D. P., 1991, *Laboratory Definitions of Behavior for Structural Components and Building Systems*, ACI Special Publication 127, Vol. 127, No. 4, pp. 91-152, April 1991.
- [6] Paulay. 1986, The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance, *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. pp. 783-823, October 1986.
- [7] Wallace, J. W., and Moehle, J. P., 1989, *the 3 March 1985 Chile Earthquak Structural Requirements for Bearing Wall Buildings*, EERC Report No. UCB/EERC-89/5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, July 1989.
- [8] Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams A Guide for Practicing Engineers "NIST GCR 11-917-11REV-1"
- [9] ATC, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vol. I, ATC 40. Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [10] ASCE 41-17 "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings." Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, (2017). doi:10.1061/9780784414859.
- [11] European Standard. "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance -Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings." European Committee for Standardization, (2003).
- [12] Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E., J. E., Russel, H. E., and Corley, W. G., 1979, *Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls-Phase II*, Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, IL., 325 pp... October 1979.
- [13] E., Johal, L. Carpenter, J. Russel, H. and Corley, W. G., 1976, *Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls*, Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, IL... 315 pp., November 1976.
- [14] Shiu, K. N., Daniel, J. I., Aristizabel-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E, and Corely, W. G., 1981, *Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Walls with and with-out Openings*, Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, IL., 120 pp. July 1981.
- [15] Ali, A., and Wight, J. K., 1990, *Reinforced Concrete Structural Walls with Staggered Opening Configurations Under Cyclic Loading*, Report No. UMCE 90-05, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, April 1990.
- [16] Paulay, T., Priestley, M. J. N., and Synge, A. J., 1982, "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls," *ACI Journal*, Vol. 79, No. 4, Jul.-Aug., pp. 257-269.

[17] ACI (ACI 318-19); Building Code Requirements to Structural Concrete

[18] NZS4203: 1976 'Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings' Standards Association of New Zealand, 80 pp.

[19] Matej Fischinger Editor. Performance-Based Seismic Engineering "Vision for an Earthquake Resilient Society. Volume 32

[20] Paulay T, MJN Priestley 1993, *Stability of Ductile Structural Walls*, ACI Structural Journal 90(4) American Concrete Institute, pp. 385-392.

[21] Barda, F., Hanson, J. M., and Corley, W. G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," RC Structures in Seismic Zones, SP 53-8, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149-202.

[22] Dr. Carlos M. Adorno-Bonilla "shear strength and displacement capacity of squat reinforced concrete shear walls" 4-de investigación sobre gestión de infraestructuras del transport eyes guridad vial - PUERTO RICO

CHAPITRE 03

MODELES ET THEORIES SUR L'ACIER ET LE BETON

*« Toutes les lois de comportement qui s'appliquent à l'Homme,
sont aussi valables à la matière, car elles émanent d'une Seule source » A.A.*

CHAPITRE 03 : MODELES ET THEORIES SUR L'ACIER ET LE BETON

3.1.- Introduction :

Le béton est un matériau de construction très répandu, facilement façonnable et présentant une bonne résistance à la compression malgré sa faible résistance à la traction, cependant sa ductilité est relativement faible. C'est pourquoi les noyaux des éléments en béton doivent être confinés par des armatures transversales à certains intervalles et à des géométries très différentes. L'enrobage du béton est utilisé afin de protéger les armatures verticales et transversales des effets extérieurs. La quantité, le diamètre, l'intervalle, la résistance des armatures transversales, longitudinales, la résistance du béton et la charge axiale affectent directement le comportement du béton. La relation typique contrainte-déformation est donnée à la figure 1a. Le béton se rompt lorsqu'il atteint une certaine déformation et non une certaine contrainte, les caractéristiques de contrainte-déformation du béton varient selon la qualité du béton, plus le béton a une résistance à la compression, moins il a une capacité de déformation figure 3.1b [1].

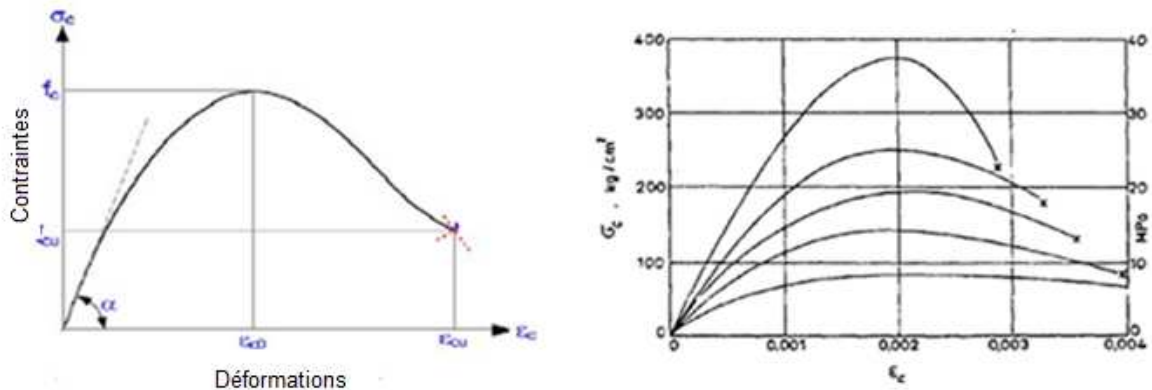


Figure 3.1 [1] : a) Relation typique contrainte-déformation b) Influence de Contrainte sur la Déformation

3.2- Modèle contrainte déformation du béton non confiné :

La courbe contrainte déformation du béton non confiné est illustrée dans la figure 3.2.

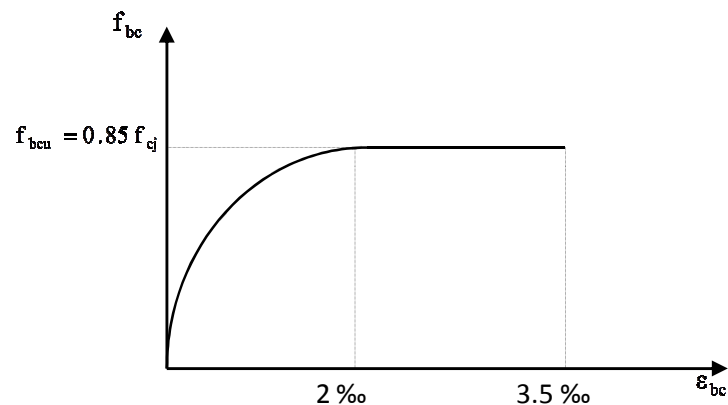


Figure 3.2. Modèle du béton non confiné [2]

Pour le calcul de la contrainte dans le béton non confiné on utilise le diagramme non linéaire dit "parabole rectangle", figure 3.2 (C.B.A93/A.4.3.4) [2]. Le diagramme parabole rectangle est constitué d'un arc de parabole depuis l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$, prolongé par un palier d'ordonnée : $f_{bc} = 0.85 f_{cj}$

L'expression graphique du diagramme est donnée par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} - \text{si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰} & \quad f_{bc} = 0.25 f_{bcu} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc}) \\ - \text{si } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰} & \quad f_{bc} = f_{bcu} \text{ avec } f_{bcu} = 0.85 f_{cj} \end{aligned}$$

Le coefficient 0.85 a pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

3.2.- Confinement du béton et armature de confinement :

Pour assurer le niveau de sécurité recherché caractérisé par une certaine demande de ductilité, le dimensionnement des zones dissipatives d'énergie nécessite une attention particulière afin d'éviter la ruine par cisaillement et favoriser le développement du mécanisme de ruine désiré. Ceci n'est possible qu'à travers un taux d'armature transversale adéquatement disposée sur une longueur potentiellement affectée par la « rotulation » plastique. Plusieurs facteurs ayant une incidence directe sur ce taux ont été recensés de part le monde, parmi lesquels le confinement du béton a été dégagé comme étant le paramètre déterminant [3].

3.2.1.-Principe :

Un poteau cylindrique en béton se raccourcit longitudinalement et se dilate transversalement en fonction de son coefficient de poisson. La présence d'armature transversale, judicieusement disposée, confine le poteau et contrebalance l'expansion latérale, générant ainsi une traction dans l'acier transversal au moment où l'on affiche une forte augmentation de la capacité portante du béton confiné dans le noyau. La rupture n'aura lieu qu'après rupture par plastification totale de l'acier transversal.

3.2.2.-Aspect mécanique et Modèles de confinement [4-5] :

La présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section. Soumise à la même charge ultime, la section dans ce cas se dérobe à l'effort par déformations inélastiques ; ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate. Plusieurs études ont montré que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, exhibent une rupture brutale. En effet, le béton inscrit entre deux lits successifs d'armature transversale gonfle et se désintègre et l'armature longitudinale flambe. L'élément est ainsi dans l'incapacité de fournir une résistance additionnelle pour pouvoir supporter une charge plus grande que la charge ultime. La présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section. Soumise à la même charge ultime, la section dans ce cas se dérobe à l'effort par déformations inélastiques ; ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate [6]. Pour développer un modèle analytique de la courbe contrainte-déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés où les effets d'un champ de variables ont été étudiés [6] :

- nature et résistance du béton non confiné ;
- limite d'écoulement des aciers ;
- taux et distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre du noyau ;
- taux, espacement et configuration de l'armature transversale ;
- forme de la section du béton confiné ;
- l'aire de la section confinée sur l'aire de la section totale ;

- vitesse de déformation ;
- chargement cyclique ;
- et intensité de l'effort normal.

Ceci illustre bien le comportement ductile des sections de béton confiné où le ferrailage transversal permet :

- d'agir comme armature de cisaillement ;
- d'augmenter la capacité de résistance et de déformation du béton confiné ;
- d'empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées ;
- de réduire l'effet disruptif du noyau de béton sous une action cyclique de grandes amplitudes.

Durant les années 60-70, les recherches sur le comportement du béton armé confiné ont été essentiellement conduites sur des modèles réduits sous chargement concentrique quasi-statique. Kent et Park [7] ont été les pionniers à formuler un tel modèle en introduisant l'effet de confinement du béton par des armatures transversales, ce qui s'est traduit par le redressement de la branche plastique de la courbe et l'augmentation du raccourcissement ultime du béton. Les années 80 ont été marquées par un travail de recherche intensif sur le confinement, où sur la base d'un large data expérimental une variété de modèles contrainte-déformation du béton confiné ont été développés en fonction de la paramétrisation utilisée. Plusieurs modèles ont vu le jour (Kent & Park modifié, Uzumeri et Sheikh, Mander...). Une bonne revue des travaux de recherche dans ce domaine est fournie par Sakai et Sheikh [5], et Djebbar [8]. Les divers modèles analytiques obtenus semblent adopter le même principe que celui du modèle de Kent & Park modifié sauf que chacun a incorporé ses propres variables affectant le comportement contrainte-déformation du béton confiné en adoptant les hypothèses suivantes :

- un état de compression triaxial généré par la pression passive latérale de confinement,
- la déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné est dictée par rupture de l'armature transversale [8].

Le modèle de Mander et al (1988) [9], apparaît être le modèle le plus approprié du moment qu'il présente une simplification par rapport aux autres modèles. Il décrit une courbe contrainte déformation continue, en s'articulant sur une formulation mathématique simplifiée ; ce qui lui a permis par ailleurs d'être communément repris et affiné dans plusieurs travaux ultérieurs. Ce modèle est caractérisé par la simplicité de son application et par sa couverture de toutes les formes de section usuelles. La contrainte de confinement latérale effective, égale dans chaque direction, a été trouvée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné f'_{cc} et non confiné f'_{co} . Ce modèle est défini comme suit :

$$f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m} \quad \text{où } m = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \text{et } \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.25 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_1}{f'_{co}}} - 2.0 \frac{f'_1}{f'_{co}} - 1.25$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

$$\text{La déformation ultime du béton confiné est : } \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

3.2.3. Pression latérale effective de confinement

Le confinement du béton est un phénomène tridimensionnel et ne peut être réduit à un plan surfacique. Donc la variation de la pression le long de l'élément doit être aussi prise en compte, figure 3.4.

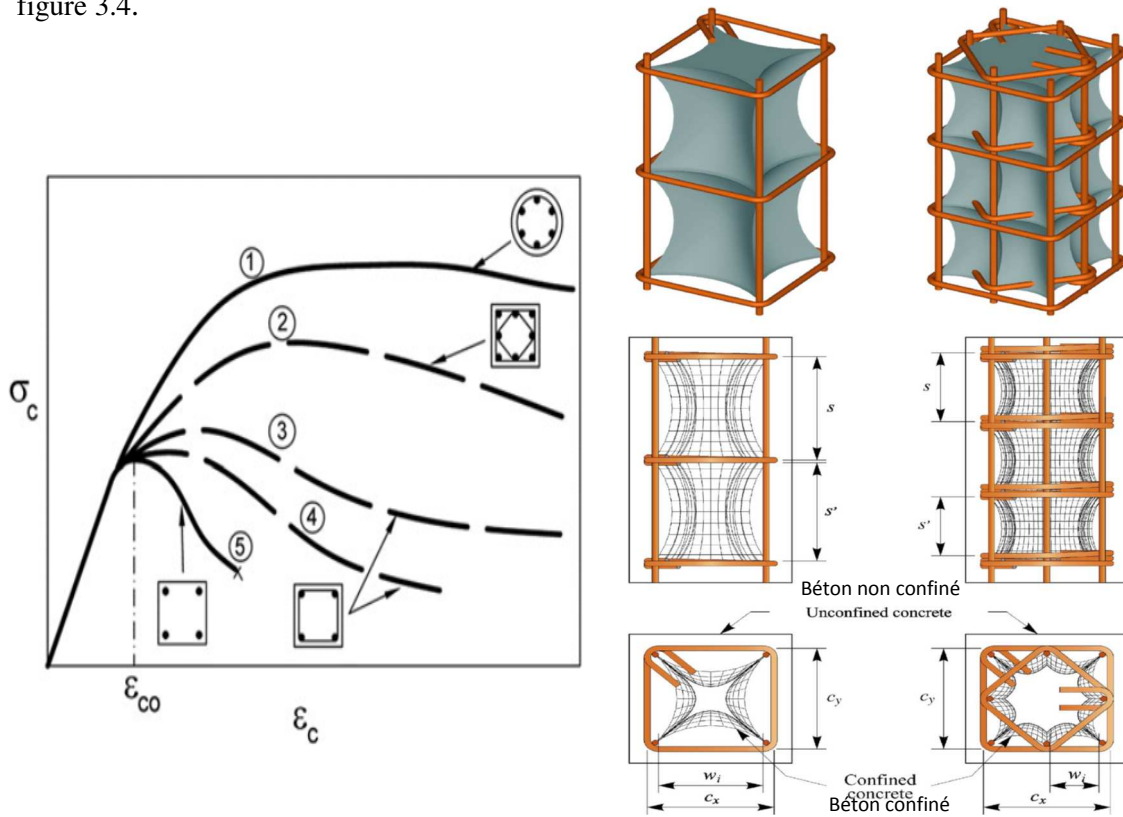


Figure 3.3. Pression de confinement fournie pour différents arrangements de l'armature transversale [10].

Coefficient de confinement efficace k_e [9]:

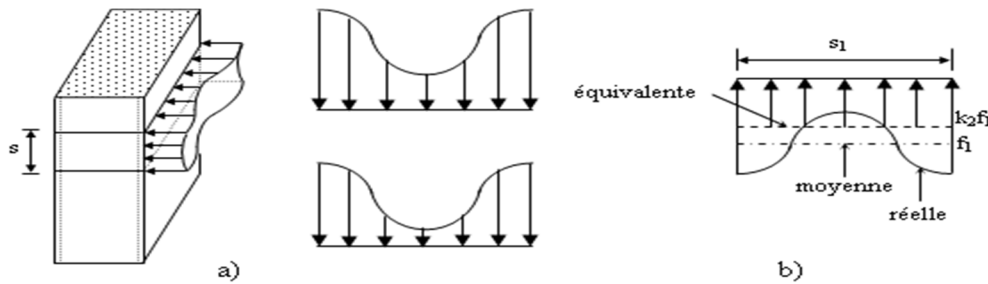


Figure 3.4 : Distribution de la pression latérale :
 a) Pression latérale le long de la profondeur de l'élément ;
 b) Pression latérale réelle, moyenne et équivalente

La pression passive latérale de confinement ($f_1' = k_e f_1$) déployée par l'armature transversale sur le noyau du béton, résultant d'un état de compression triaxial, améliore nettement la résistance à la compression et éventuellement le comportement ductile. Partant de ce fait, la déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné ne sera atteinte que par rupture de l'armature transversale. Le paramètre k_e représente le coefficient de confinement efficace tenant compte de l'effet d'arc sur le béton inscrit entre l'armature transversale et l'armature longitudinale [9], figure 3.5.

$k_e = 0.95$ sections circulaires avec : $f_l = \frac{2f_{yh} A_{sp}}{D's}$

$k_e = 0.75$ sections rectangulaires avec : $f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh}$ et $f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh}$

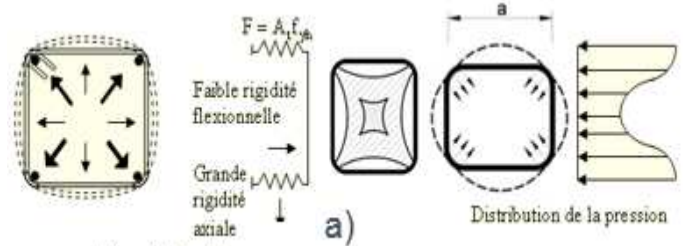
$k_e = 0.60$ Sections types voiles

Tableau 3.1 : Coefficient de confinement efficace [9]

Section rectangulaire	Section circulaire	
	cerces	spires
$k_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^n \frac{C_i^2}{b_c h_c}\right] \times \left[1 - 0.5 \frac{s'}{b_c}\right] \times \left[1 - 0.5 \frac{s'}{h_c}\right]}{1 - \rho_{cc}}$	$k_e = \frac{(1 - 0.5 s'/d_s)^2}{1 - \rho_{cc}}$	$k_e = \frac{(1 - 0.5 s'/d_s)}{1 - \rho_{cc}}$

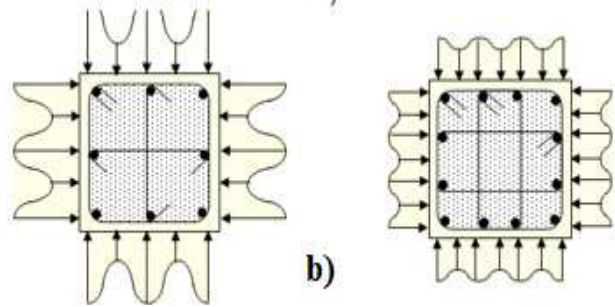
La pression latérale équivalente dépend :

- ❖ des propriétés des matériaux
- ❖ la géométrie de la section
- ❖ et de l'agencement des aciers



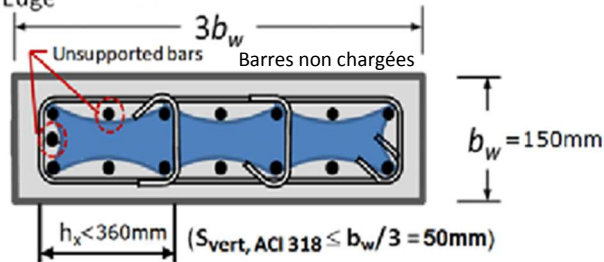
Pression latérale dans les sections carrées :

- a) Erection de la pression latérale ;
- b) Effet de l'agencement des aciers sur la distribution de la pression



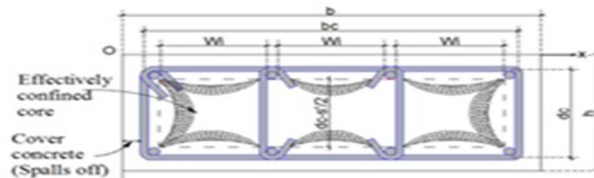
Zone d'about

Wall Edge



Pression effective dans le béton confiné

Enrobage du béton (éclatement)



Distribution de la pression

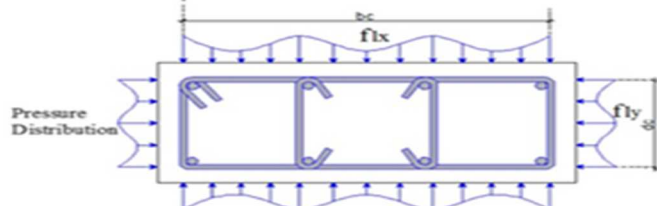


Figure 3.5 : Distribution de la pression latérale dans une section rectangulaire d'un voile structurel [11]

3.3.- Caractéristiques et comportement des armatures dans le béton :

Les caractéristiques de la réponse de l'acier sont établies par des essais en laboratoire sur des échantillons d'acier, où les informations expérimentales fournies permettent de calibrer et le raffiner le modèle proposé.

3.3.1.- Comportement de l'acier sous charge monotone de traction uni-axiale :

Les données expérimentales définissent la réponse de l'acier d'armature soumis à une charge de traction monotone uni axiale et pseudo-statique avec des taux de charge variables. La figure 3.6, montre un historique typique de monotone $\sigma - \varepsilon$ pour un acier d'armature soumis à une déformation croissante monotone. Les caractéristiques importantes de cette caractéristique importante de cette réponse sont les suivantes :

- La réponse initiale est linéaire-élastique pour une demande de contrainte inférieure à la limite d'élasticité initiale ;

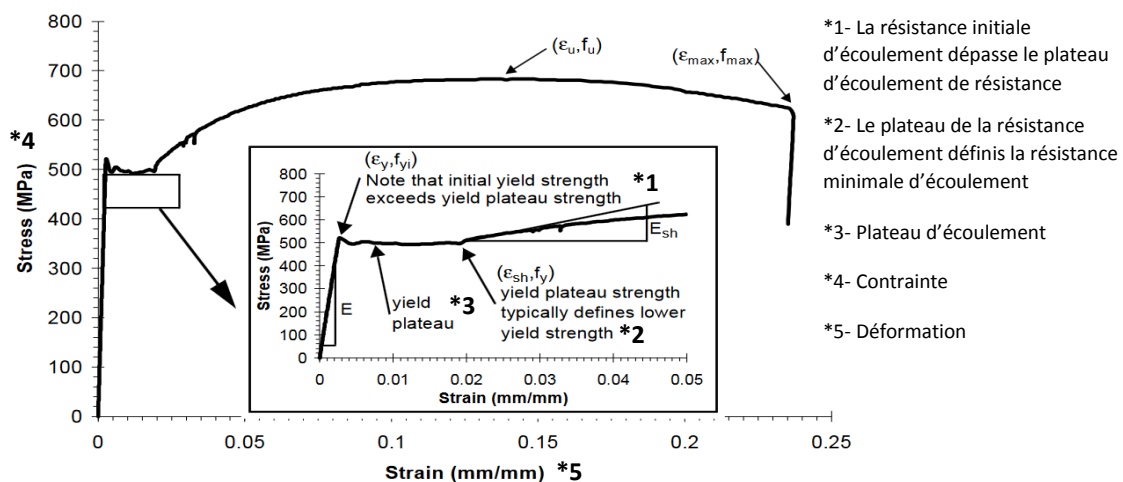
- Pour une demande de déformation supérieure à celle correspondant à la limite élastique initiale, il y a une légère baisse de la résistance en dessous de la limite d'élasticité initiale.

La résistance est maintenue à cette limite inférieure pour une augmentation modérée de la demande de déformation. Cette plage de réponse est appelée plateau d'élasticité ou plateau de Lüders [11] et la limite d'élasticité du matériau est généralement définie comme la résistance moyenne d'un chargement appartenant à cette plage de déformation ;

- L'augmentation de la demande de déformation entraîne une augmentation de la résistance. Ce régime de déformation-écrouissage est maintenu jusqu'à une résistance maximale qui dépasse généralement la limite d'élasticité de 30 à 60 % (figure 3.6). Le rapport entre la résistance maximale et la résistance nominale est fonction de la nature de l'acier ;

- Lorsque la demande de déformation en traction est importante, l'acier commence à se rétrécir (une striction) ce qui conduit à une perte de résistance ;

- Lorsque la demande de déformation maximale est atteinte, l'acier se rompt conduisant à la ruine. Cette réponse monotone de l'acier peut être définie par quelques paramètres du matériau, comme l'indique la figure 3.6. Il s'agit du module d'élasticité E , de la limite d'élasticité f_y , de la déformation d'écrouissage, ε_{sh} ; la déformation à laquelle la résistance maximale est atteinte, ε_u ; la résistance maximale, f_u ; la déformation à laquelle la rupture se produit, ε_{max} , et la capacité avant la rupture de la barre, f_{max} .



Tensile Monotonic Stress-Strain History for Typical Reinforcing Steel Bar (Data for A706 Grade 60 Reinforcement [Naito, 1999])

Figure 3.6 : Histoire de déformation en Traction monotone $\sigma - \varepsilon$ d'une barre en acier [12].

3.3.2.- Modèle de Mander et al. [9] :

La courbe contrainte déformation déduite des essais expérimentaux est idéalisée en une région élastique, un plateau d'écoulement et une région d'écrouissage (figure 3.7). La courbe

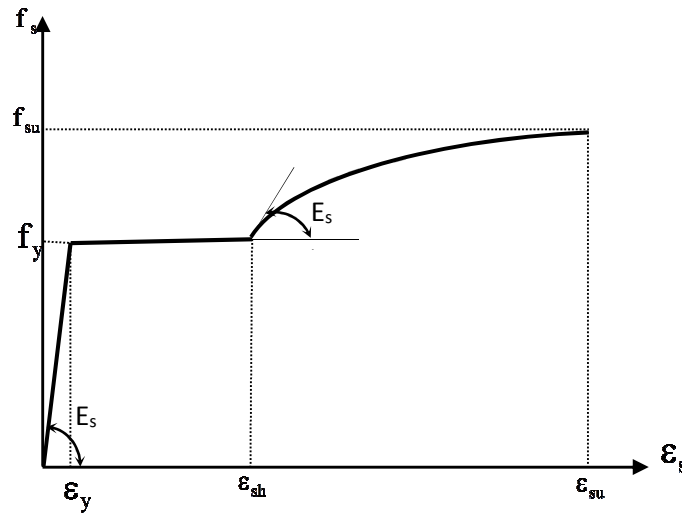


Figure 3.7 : Modèle contrainte - déformation de l'acier longitudinal
contrainte déformation dans la zone d'écrouissage ($\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$) peut être convenablement

prédite par la relation : $f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^P$ où $P = E_{sh} \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right)$

Watson et al. [7] ont montré que la déformation limite de l'acier en compression ϵ_{suc} est fonction du rapport s/d_b . Les valeurs de ϵ_{suc} ont été déterminées par Zahn et al. [8]. Basé sur un modèle de flambement, une expression du rapport de l'élancement géométrique limitant le

flambement des barres comprimées est dérivée sous la forme : $\frac{s}{d_b} = 1.5 \sqrt{\frac{E_r}{f_{suc}}}$

où E_r est le module réduit et f_{suc} la contrainte de flambement. Ainsi la valeur s/d_b exigée pour le contrôle du flambement de la barre peut être déterminée.

3.3.3.- Paramètres influant la performance flexionnelle des sections en béton confiné [9] :

Pour déterminer les moments résistants et les courbures correspondantes la modélisation d'une section type en fibres a été utilisée.

- Les contraintes dans le béton sont dérivées des courbes appropriées $\sigma - \epsilon$ respectivement pour le béton confiné et non confiné.
- Les contraintes dans les aciers longitudinaux sont dérivées de la courbe $\sigma - \epsilon$ (Mander).
- Le béton confiné est traduit par le modèle de Kent et Park [9] modifié.

L'état limite ultime est considéré atteint quand l'une des trois limites est atteinte :

- la déformation du béton dans la fibre la plus comprimée atteint la valeur indiquée.
- la déformation dans l'acier atteint la valeur indiquée.
- le moment de flexion est limité à la valeur de $0.8 M_{max}$

L'analyse des résultats obtenus (figure 3.8), a permis d'établir les constatations suivantes :

- la résistance flexionnelle croit proportionnellement avec l'intensité de l'effort normal V , cependant la capacité de déformation (μ_ϕ) est défavorablement affectée ;
- le rapport volumétrique de l'armature transversale ρ_{sh} influe positivement la capacité de déformation et faiblement la capacité de résistance ;
- le taux d'armature longitudinale ρ_l améliore nettement la capacité de résistance, tout en réduisant faiblement la capacité de déformation.

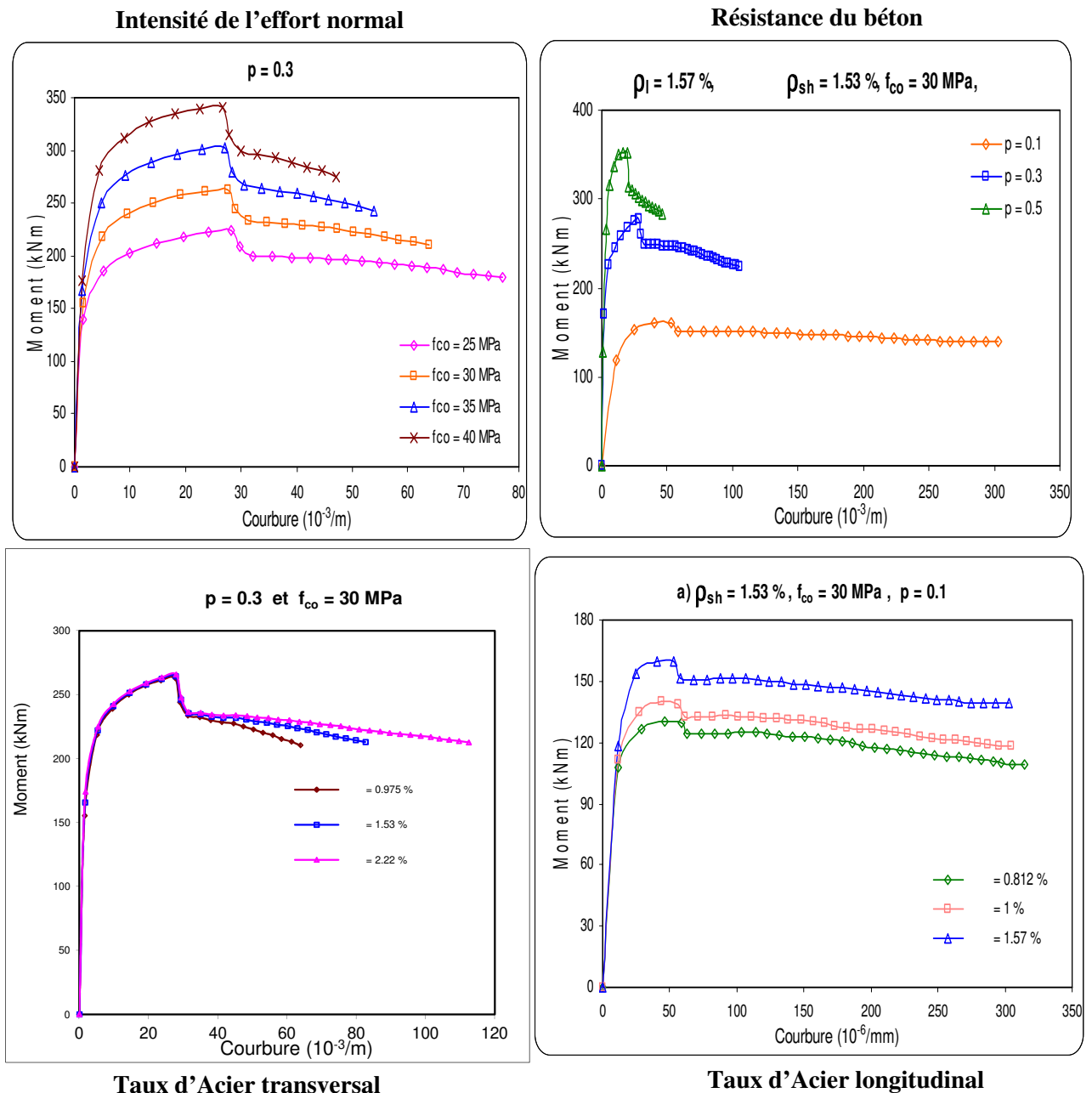


Figure 3.8 : Performances flexionnelles des sections en béton confiné [3].

3.4.-Mécanismes du cisaillement dans une section en béton armé :

Le cisaillement par effort tranchant est sans équivoque la force interne qui déclenche le mécanisme de ruine le plus complexe et le plus dangereux au sein d'une section en béton armé. Il est dominant lorsque le rapport géométrique « Aspect Ratio » d'un voile structural

$$\lambda = \frac{h_w}{l_w} \leq 1.0 \text{ ou dans le cas d'une poutre dont la portée de cisaillement « Shear Span » [1]}$$

$\frac{a}{d} \leq 1.0$ et il est fatale pour un voile-structural élancé « $\lambda = \frac{h_w}{l_w} \geq 3.5$ » lorsque qu'il n'est pas suffisamment dimensionné pour reprendre l'effort tranchant additionnel induit par la sur-résistance des matériaux. Notre quête à comprendre le mécanisme de ruine par cisaillement dans les voiles-structuraux nous a conduit à s'intéresser au mécanisme de ruine des éléments poutre en béton armé du fait de la similitude dans le comportement de ces deux éléments structuraux et la richesse des données existante dans la littérature (model poutre treillis [2], ou la théorie du champ de compression modifiée MCFT [3]). En effet un voile-structural élancé « $\lambda = \frac{h_w}{l_w} \geq 3.5$ » se comportera comme une poutre console et le mécanisme de ruine d'un voile-structural court « $\lambda = \frac{h_w}{l_w} \leq 1.0$ », est similaire à celle d'une poutre épaisse.

3.4.1.-Mécanismes de base [4] :

Les contraintes agissant dans les poutres homogènes peuvent être dérivées de la mécanique élastiques des matériaux. La contrainte de cisaillement agissant sur une section quelconque est : $\tau = \frac{v}{ab}$ En plus de la contrainte de flexion : $\sigma = \frac{My}{I}$. Le rôle des contraintes de cisaillement est facilement visualisé par la performance sous charge de la poutre laminée de la figure 3-9a elle est constituée de deux pièces rectangulaires collées ensemble le long de la surface de contact. Si l'adhésif est suffisamment fort, l'élément se comporte en se déformant comme une seule poutre, comme le montre la figure 3.9b. En revanche, si l'adhésif est faibles, les deux pièces se séparent et glissent l'une par rapport à l'autre, comme le montre la figure 3.9c

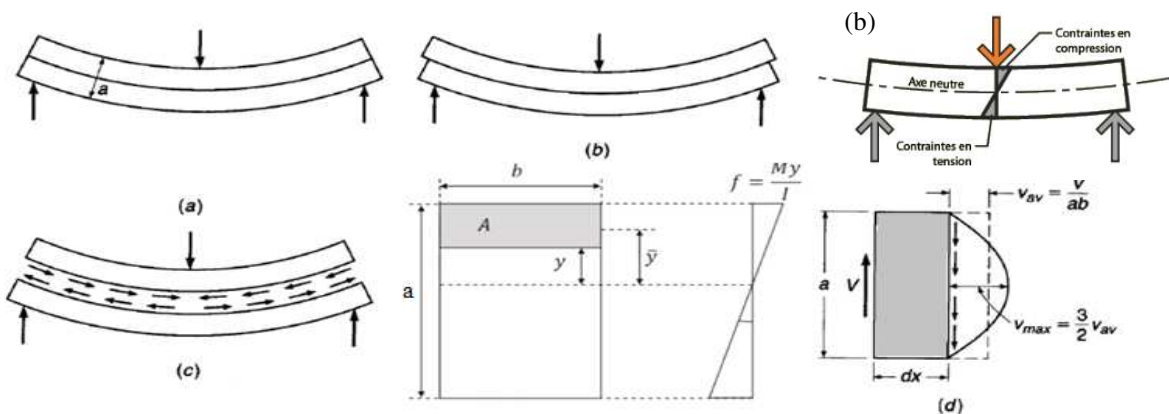


Figure 3.9 : Flux de contrainte de cisaillement dans un élément poutre (Arthur H.Nilson et al. 2010) [4]

Il est donc évident que, lorsque l'adhésif est efficace, des forces ou des contraintes s'exercent sur lui pour empêcher ce glissement ou cisaillement. Ces contraintes de cisaillement horizontales sont illustrées à la figure 3.9c, telles qu'elles agissent, séparément, sur les pièces supérieure et inférieure. Leurs d'intensités dépend de leurs positions par rapport à l'axe neutre. Figure 3.9b-d, montre la section d'une poutre rectangulaire soumise à une force de cisaillement de magnitude V. La translation vers le haut est empêchée. C'est-à-dire que l'équilibre vertical est assuré par les contraintes de cisaillement verticales. Leur valeur moyenne est égale à la force de cisaillement divisée par l'aire de la section transversale $\tau_{av} = V/ab$, mais leur intensité varie

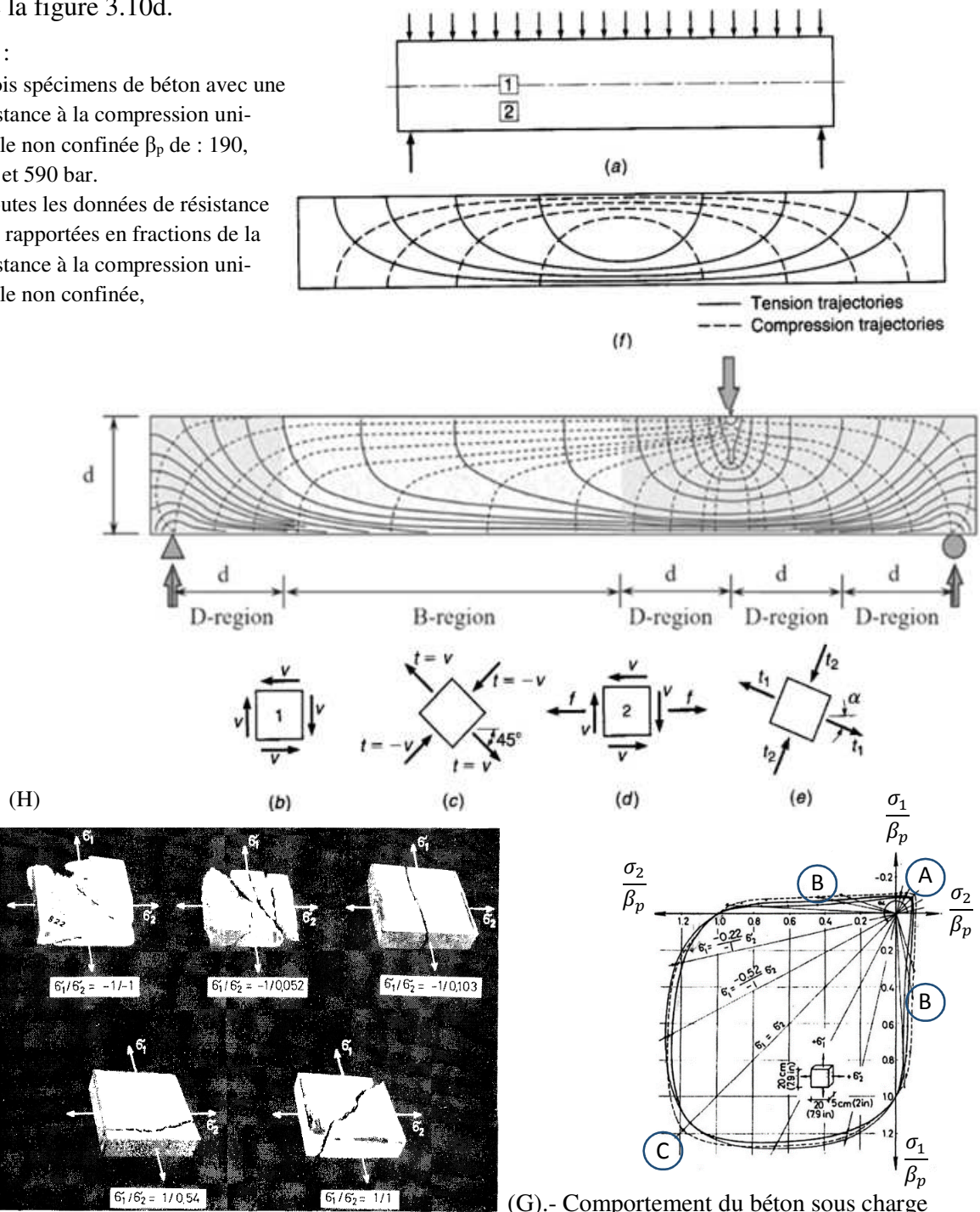
selon la profondeur de la section. La contrainte de cisaillement est nulle aux fibres extérieures et a un maximum de $1,5 \tau_{av}$ à l'axe neutre. La variation est de forme parabolique.

Si l'on isole un petit élément carré situé à l'axe neutre d'une telle poutre comme le montre la Figure 3.10b, les contraintes verticales de cisaillement sur cet élément sont égales et opposées sur les deux faces pour des raisons d'équilibre. Cependant, si ces contraintes étaient les seules présentes, l'élément ne serait pas en équilibre, alors il tournerait. Par conséquent, sur les deux faces horizontales, il existe des contraintes de cisaillement horizontales de même amplitude qui s'auto équilibrent. En d'autres termes, en tout point de la poutre, les contraintes de cisaillement horizontales la figure 3.10b sont égaux en magnitude aux contraintes de cisaillement verticales de la figure 3.10d.

(G) :

-Trois spécimens de béton avec une résistance à la compression uniaxiale non confinée β_p de : 190, 315 et 590 bar.

- Toutes les données de résistance sont rapportées en fractions de la résistance à la compression uniaxiale non confinée,



(G).- Comportement du béton sous charge bi-axiales.

Figure 3.10 - a-f Trajectoire des contraintes principales dans un élément de poutre (Arthur H.Nilson et al.,2010) [4].

Les fissures vont apparaitre quand : $f_1 > f_c$.

G -Région d'influence du cisaillement ou l'effet de traction diminue conséquemment la résistance de la compression du béton. H. Modes de rupture d'un élément en béton sous différents cas de contraintes

(Helmut Kupfer, Hubert k. Hilsdorf and Hubert Rusch 1969) [5].

Puisque les amplitudes des contraintes de cisaillement et des contraintes de flexion changent à la fois le long de la poutre et verticalement proportionnellement à l'axe neutre, les inclinaisons ainsi que les amplitudes des contraintes principales résultantes varient également d'un endroit à l'autre. La figure 3.10f, montre les inclinaisons de ces contraintes principales pour une poutre rectangulaire uniformément chargée. Autrement dit, ces trajectoires de contraintes sont des lignes qui, en un point quelconque, sont tracées dans la direction dans laquelle la contrainte principale particulière, la tension, ou la compression, agit en ce point. On voit qu'au niveau de l'axe neutre, les contraintes principales dans une poutre sont toujours inclinées à 45° par rapport à l'axe. Concernant les contraintes de traction, qui sont particulièrement préoccupantes compte tenu de la résistance à la traction faible du béton, leurs apparitions n'est pas liées aux effets de contraintes de la flexion seulement mais aussi à des contraintes de traction résultant de l'effet de cisaillement qui se diffuse à différents inclinaisons et amplitudes (au niveau de la zone neutre) ou à l'action combinée du cisaillement et de la flexion. Ces derniers peuvent nuire à l'intégrité de l'élément si elles ne sont pas correctement prises en compte. C'est pour cette raison que les contraintes de traction inclinées, connues sous le nom de tension diagonale, doivent être soigneusement prises en considération lors de la conception d'un élément en béton armé.

Selon Lee et al. [6] figure 3.10H, il existe trois types de modèles de rupture dans un élément en béton, qui sont influencés par le rapport de contrainte $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$:

1.- Lorsque la contrainte de compression au niveau de l'axe principal majeur est beaucoup plus grande que la contrainte de traction de l'axe principal mineur, le mode de rupture est similaire au mode de rupture sous compression bi-axiale :

Les fissures sont inclinées dans la direction de la charge de compression appliquée et les fissures de traction sont perpendiculaires à la force de traction appliquée.

2.- Pour le cas de tension- compression bi-axiale où la contrainte de compression est relativement faible, les spécimens présentent une rupture avec une fissure de traction majeure, similaire au mode de rupture par tension uni- axiale

3.- Pour le cas de tension bi-axiale, le mode de rupture est également similaire au mode de rupture de la tension uni-axiale, qui se caractérise par une fissure de traction majeure, perpendiculaire à la force de traction appliquée.

3.4.2- Différents comportement du cisaillement aux niveaux des éléments structuraux [7] :

a).- **Poutre** : les modes ruptures par cisaillement dépendent de sa forme et de sa section figure 3.11.

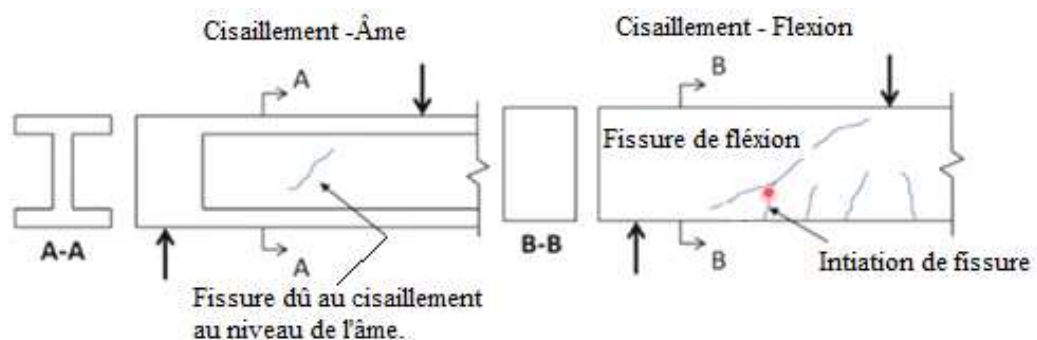


Figure 3.11 : a)- Développement de fissure au niveau de l'âme ; Mode de rupture causé par l'écrasement du béton de l'âme [7]

b)- Les fissures causées par la flexion se transforment en fissures de cisaillement ; Mode de rupture causée la rupture le long des aciers de flexion [7] .

b).- Poutres de fortes épaisseurs, Consoles courtes figure 3.12 :

Les fissures dans ce type d'élément ont une forte inclinaison et se propagent directement de la force aux points d'appuis. La ruine peut être causée par écoulement d'acier compression du béton

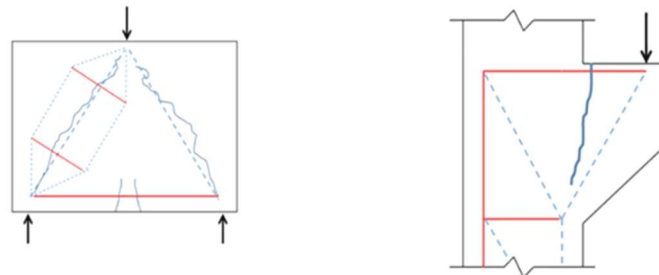
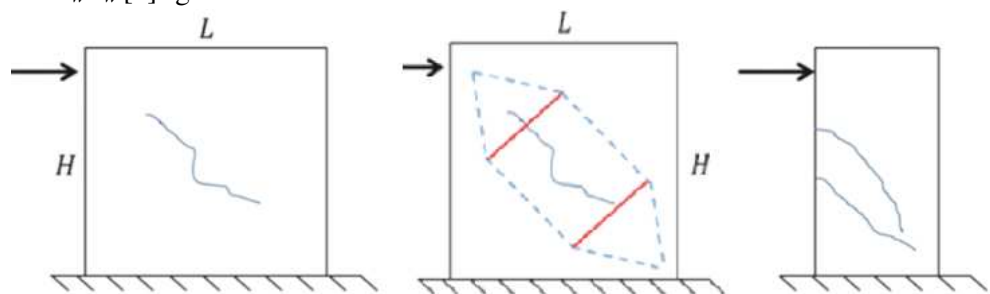


Figure 3.12 : Diffusion du cisaillement dans une poutre épaisse

c).- voiles - structuraux : Fissures et modes de ruines dépendent de la valeurs du rapport géométrique $\lambda = h_w/l_w$ [7] figure 3.13.

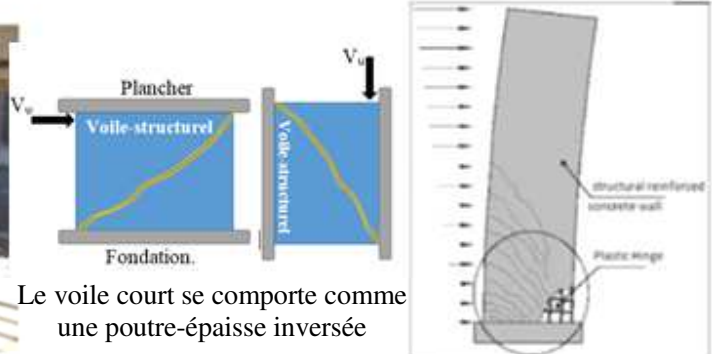


Le comportement d'un Voile-Structural court est comme une poutre profonde $\lambda = h_w/l_w < 2$

Voile-Structural Elancé Fissure de flexion. $\lambda = h_w/l_w > 3.5$



Le voile court se comporte comme une poutre-épaisse inversée



La fissure dans un Voile-Structural court est fortement inclinée, $\lambda = h_w/l_w < 2$

Voile-Structural Elancé fissuré de flexion, $\lambda = h_w/l_w > 3.5$

Figure 3.13 : Cisaillement dans voile-structuruel élancé et court [7].

d).- Jonction poutre-poteau :

Dans la jonction poutre-poteau des fissures de cisaillement diagonales vont se propager par effet de bielles.

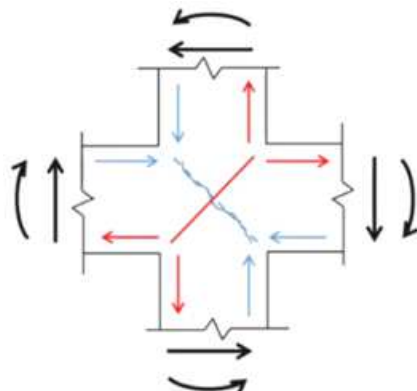


Figure 3.14 : Cisaillement dans une jonction poutre-poteau [7].

e).- Fissures de glissement par cisaillement aux niveaux des joints de reprise de bétonnage.

La résistance au niveau du joint dépend :

1. Diamètre et nature de l'acier traversant le joint.
2. Effet de goujon.
3. Surface de contact.

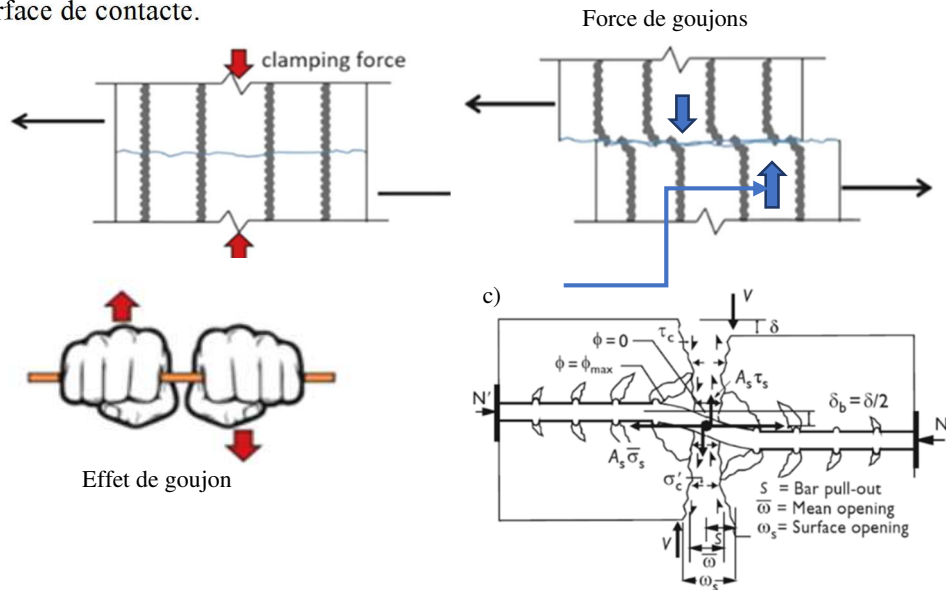


Figure 3.15 : Effet de goujon provoqué par la friction entre agrégats et la compression [7]
Déformations et forces à un renforcement d'une interface de fissure (Maekawa 2003) (c)

3.4.3- Comportement et développement du mécanisme du cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structurel) sans et avec armature transversale [7] figure 3.16 :

Après l'apparition de la fissure dans une section en béton armé sans armature transversale deux composants liés à la contrainte de cisaillement vont se manifester

- a. Cisaillement dans la zone de compression (V_{cc}) « Shear in compression zone ».
- b. Contrainte de traction résiduelle dans le béton (V_{cr}) «Residual tensile-stress in concrete ».)

Et au fur à mesure que l'ouverture se développe et la section va glisser le long de la fissure quatre autres composants liés à la contrainte de cisaillement en béton vont apparaître :

- a. Effet d'Imbrication des Agrégats (V_{ca}) « Aggregate-Interlock ».
- b. Cisaillement par friction (μ_f) Shear-Friction.
- c. Effet de goujons (V_d) Dowel-Action.
- d. Effet d'arc : lorsque la section de l'élément poutre est importante « deep beam » ou le voile-structurel est court, la force sera transférée directement de la charge au support et l'élément se comportera comme un arc. Le rajout des armatures transversales va augmenter le développement de la capacité de résistance de l'élément et l'acier qui traverse la fissure subit des contraintes de traction supplémentaires développées par le cisaillement. Cette nouvelle composante de cisaillement dépend du taux de l'armature transversale et de son espacement V_s .

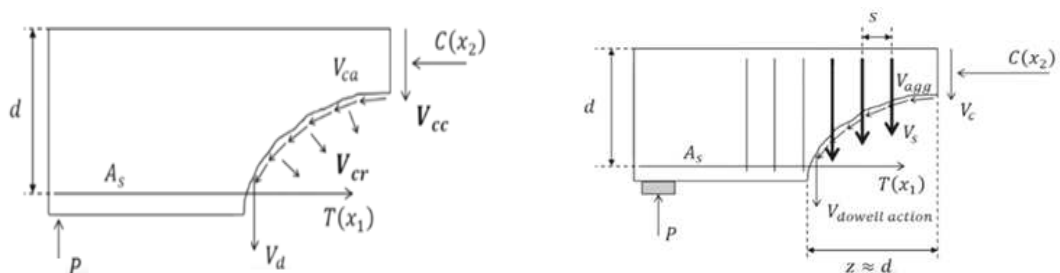


Figure 3.16 : Cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structurel) avec et sans armature transversale [8].

a).-Elément poutre (ou voile-structurel) en B.A sans armature transversale [8] :

Les forces transférant le cisaillement à travers une fissure inclinée dans une poutre sans renforts d'âme sont illustrées à la figure 3.17 :

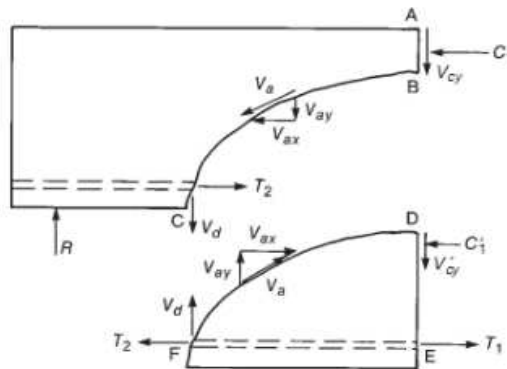


Figure 3.17 : Cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structurel) sans armature transversale [8].

Le cisaillement est transféré à travers la ligne A-B-C par V_{cy} , le cisaillement dans la zone de compression, par V_{ay} , la composante verticale du cisaillement transféré à travers la fissure par le verrouillage des particules d'agrégat sur les deux faces de la fissure, et par V_d , l'action de l'effet de goujons de l'armature longitudinale. Immédiatement après la fissuration inclinée, jusqu'à 40 à 60 % du cisaillement total est porté par V_d et V_{ay} ensemble.

En considérant la partie D-E-F de la poutre sous la fissure et en additionnant les moments autour de l'armature au point E montre que V_d et V_a provoquent un moment autour de E qui doit être équilibré par une force de compression. une force de compression C_1' . L'équilibre des forces horizontales sur la section A-B-D-E montre que : $T_1 = C_1 + C_1'$, et enfin, T_1 et T_2 doivent équilibrer le moment externe à cette section. Au fur et à mesure que la fissure s'élargit, V_a diminue, ce qui augmente la fraction du cisaillement auquel résistent V_{cy} et V_d . Le cisaillement de V_d , conduit à une fissure dans le béton le long de l'armature. Lorsque cette fissure se produit, V_d diminue et s'approche de zéro. Lorsque V_a et V_d disparaissent, il en va de même pour V_{cy}' et C_1' , avec pour résultat que tout le cisaillement et la compression sont transmis dans la profondeur AB au-dessus de la fissure. A ce stade de la vie de la poutre, la section A-B est trop peu profonde pour résister aux forces de compression nécessaires à l'équilibre. Par conséquent, cette région s'écrase ou se déforme vers le haut. Notez également que si $C_1' = 0$, alors $T_2 = T_1$, et par conséquent, $T_2 = C_1$. En d'autres termes, la fissure inclinée a fait de la force de traction au point C une fonction du moment à la section A-B-D-E. Ce décalage de la force de traction doit être pris en compte en détail aux niveaux des scellements et l'ancrage des barres.

b).- Élément poutre (ou voile-structuruel) en B.A avec une armature transversale [8] :

La fissuration inclinée fait chuter la résistance au cisaillement d'un élément (poutre ou voile-structuruel) en dessous de sa capacité de résistance. Le but d'un renforcement est de permettre que la capacité structuruelle totale d'un élément soit atteinte. Avant l'apparition de la fissure inclinée, la déformation de l'armature de l'âme est égale à la déformation correspondante du béton. Puisque le béton se fissure à une très petite déformation, la contrainte dans les armatures d'âme avant la fissuration inclinée ne doit pas dépassé les 20 à 40 Mpa. La disposition verticale des armatures de l'âme n'empêchent pas n'empêchent pas la formation de fissures inclinées (difficulté de les placés dans un sens inclinés) et elles entrent en jeu après la formation des fissures. Les différents forces intervenant dans un élément poutre doté d'armature transversale avec en présence d'une une fissure inclinée sont illustrées à la figure 3.18 :

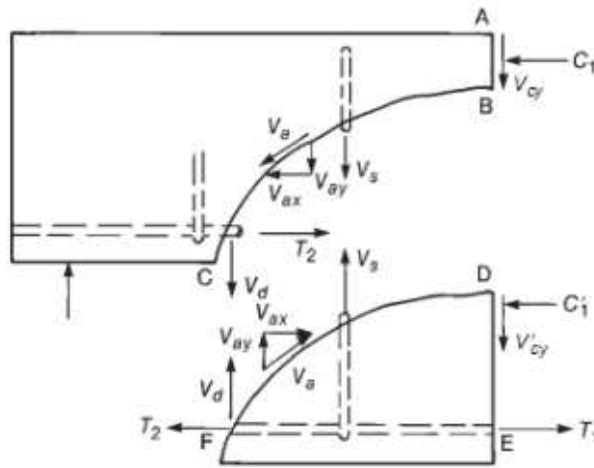
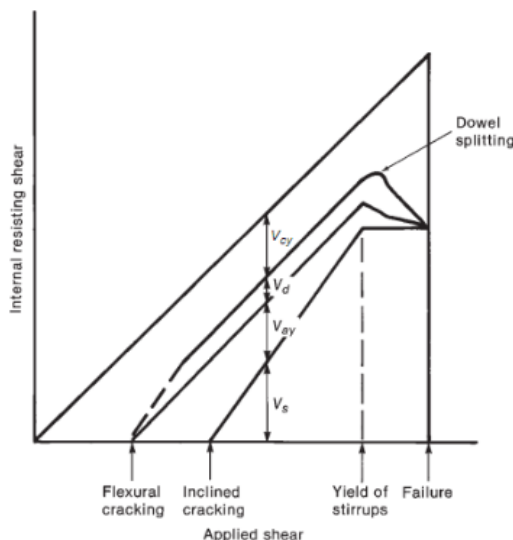


Figure 3.18 : Cisaillement dans un élément poutre en B.A (ou voile-structuruel) avec armature transversale [9].

Le cisaillement transféré par la tension dans les armatures de l'âme, V_s , ne disparaît pas lorsque la lèvres de la fissure sera plus prononcer, il y existe toujours une force de compression C_1' et une force de cisaillement V'_{cy} agissant sur la partie de l'élément (poutre ou voile-structuruel) sous la fissure. Par conséquent, T_2 sera inférieur à T_1 , la différence dépend toujours du taux d'armature transversale dans l'âme. La force T_2 sera cependant plus grande que la tension induit par la flexion produite autour du point C, $T = M/j_d$, avec J_d : bras de levier.



- V_{cy} = Effort tranchant avant fissuration
- V_{μ} = Effort tranchant d'interface
- V_d = Effet de goujon
- V_s = Effort tranchant repris par les cadres
- V_{us} = Effort tranchant ultime des cadres.

Figure 3.19 : Distribution du développement du mécanisme interne du cisaillement dans un élément poutre armée. ACI-ASCE Comité 426-1973 reprise sous la permissions du ASCE[10].

i) Les composantes de la résistance au cisaillement interne doivent être égales au cisaillement appliqué, indiqué par la ligne supérieure de 45°. Avant la fissuration par flexion, la totalité du cisaillement est supportée par le béton non fissuré. Lors de la flexion en présence de fissures inclinées, le cisaillement externe est supporté par V_{cy} , V_{ay} , et V_d . A la fin les armatures qui traversent la fissure finissent par céder et V_s reste constant pour des valeurs de cisaillements importants. Une fois que les renforts de l'âme cèdent, la fissure inclinée s'ouvre plus rapidement et au fur et à mesure que la fissure inclinée prend de l'ampleur, V_{cy} diminue, ce qui fait que V_d et V_{ay} augmentent à un rythme accéléré, jusqu'à ce que l'apparition d'une rupture par effet de goujon, alors la zone de compression s'écrase sous l'effet combiné du cisaillement et de la compression (ou l'âme s'écrase). A l'exception de V_s , la réponse des composants V_{cy} , V_{ay} , V_d à la charge flexionnelle est relativement fragile. Par conséquent, il est difficile de quantifier les contributions de V_{cy} , V_d , et V_{ay} . Ces derniers composants sont regroupés sous le nom de V_c , qui représente la valeur de Cisaillement supporté par le béton. De ce fait la résistance nominale au cisaillement nominale, V_n , est supposée être la combinaison de :

$$V_n = V_c + V_s .$$

3.4.4- Analogie dans le comportement d'un voile-structurel et d'un élément poutre en B.A à travers leurs aspects géométriques ; l'Elancement $\lambda = \frac{h_w}{l_w}$ d'un voile-structurel et la Portée de Cisaillement « Shear Span[1] » « $\frac{a}{d}$ » figure 3.20 d'une poutre en B.A :

L'étude des limites du paramètre reliant la position de l'effort tranchant à la hauteur de la section d'une poutre appelé portée de cisaillement « **Shear Span** $\frac{a}{d}$ » qui définit le post-comportement de l'élément poutre montre une similitude frappante avec les limites du paramètre le plus influant d'un voile-structurel connu sous le nom de rapport géométrique « **Aspect Ratio** $\lambda = \frac{h_w}{l_w}$ ». Cette similitude dans les limites et dans le comportement (mode de ruine et allure des fissures) confirme qu'on peut profiter des résultats des études expérimentales réalisées sur les éléments poutres pour comprendre et étudier le comportement non linéaire des voiles-structuraux.

La figure 3.20a montre que la portée de cisaillement $\frac{a}{d}$ entre l'application de la force et l'appui influence directement sur le comportement de l'élément poutre et la valeur du cisaillement. A cet effet le comportement peut être divisé en trois types : courtes, minces et très minces. Le terme poutre profonde est également utilisé pour décrire les poutres ayant des portées courtes, de même que le rapport géométrique « **Aspect Ratio** $\lambda = \frac{h_w}{l_w}$ », classe les voiles structuraux en trois catégories : élancés (contrôlés par la flexion) si $\lambda \geq 3.5$, courts (régis par le cisaillement) si $\lambda \leq 1,50$ et ceux entre 1,5 et 3,0 sont influencés à la fois par la flexion et le cisaillement (ASCE /SEI41-13).

a1).- Portée de cisaillement « a/d » d'un élément poutre en B.A entre $0 \leq \frac{a}{d} \leq 1$ (de courte à très courtes gouvernée par le cisaillement) : Les fissures inclinées se développent de la charge à l'appui. Ces fissures interrompent le développement du flux de cisaillement horizontal induit par l'acier longitudinal vers la zone de compression et la poutre va se comporter comme une voûte. Le mode principale de ruine est la rupture par ancrage des extrémités (du tirant).

a2).-Rapport Géométrique « **Aspect Ratio » $\lambda = \frac{h_w}{l_w} \leq 1$ d'un voile-structurel (gouvernée par le cisaillement) :** Les voiles structuraux courts dont le rapport géométrique $\lambda \leq 1$, ont un

comportement similaire aux poutres profondes, essentiellement gouverné par cisaillement. Les effets du cisaillement dans les voiles courts provoquent une dégradation précoce de la rigidité et de la résistance, entraînant une capacité de dissipation d'énergie réduite. Une réponse de flexion inélastique reste par ailleurs possible si un ferrailage adéquat est placé dans l'âme du voile-structurel. La rupture par cisaillement est une rupture de type fragile.

b₁).-Portée de cisaillement « a/d » d'un élément poutre en B.A entre $2.5 \leq \frac{a}{d} \leq 6$ (élancée gouvernée par la flexion) : Apparition de fissures inclinées perturbant ainsi l'équilibre, poussant la poutre à céder aux forces de la fissuration inclinée. La poutre très mince, avec un a/d supérieur à environ 6, cède en flexion avant la formation de fissures inclinées (elle est instable).

b₂).-Géométrique « Aspect Ratio » $\lambda = \frac{h_w}{l_w} > 2.5$ d'un voile-structurel (gouvernée par la flexion) : déformation excessive en flexion de l'acier dans la zone de rive (rotule plastique) dommages au niveau de l'âme suivie d'un flambage hors plan de l'âme dans la zone courte de plastification. Instabilité de la zone de compression causée par la réduction de la rigidité à la flexion hors plan de l'âme induite par l'ouverture de fissures de tension causé par la flexion répétée et augmentation des contraintes de compression et de tension dans les zones de plastification du voile-structurel (zones d'abouts). Si le voile-structurel est très mince (faible épaisseur) ce dernier va afficher un comportement d'instabilité instable.

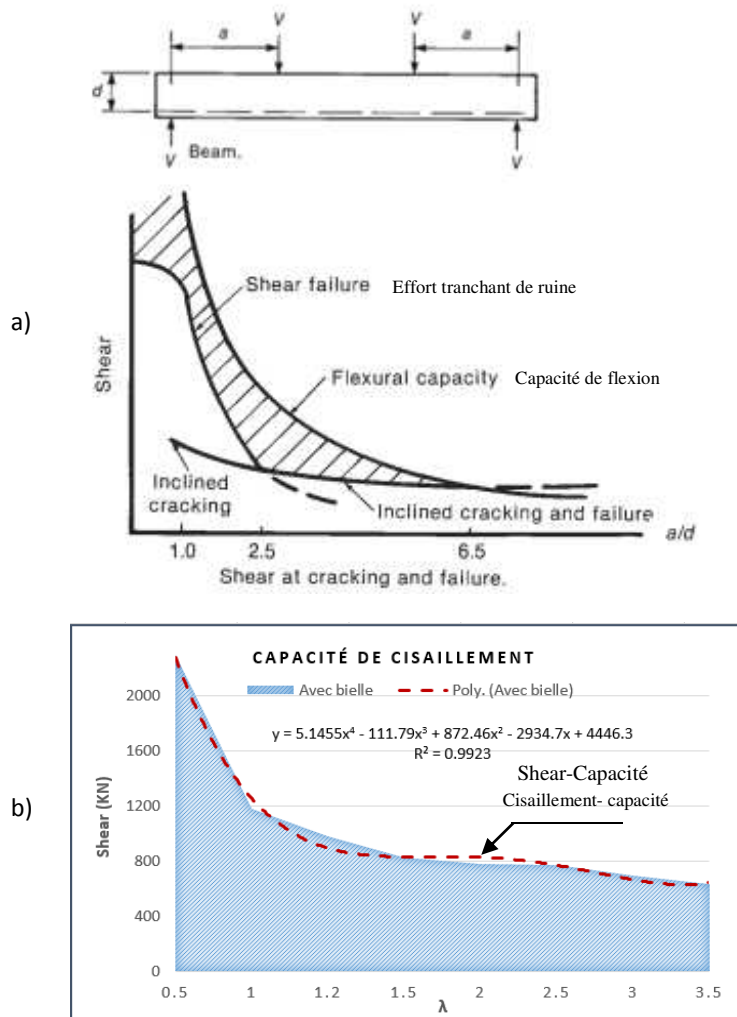


Figure 3.20 Comparaison entre : a).-Capacité de cisaillement V_s portée de cisaillement « $\frac{a}{d}$ » [8].
 b).- Capacité de cisaillement V_s rapport géométrique $\lambda = \frac{h_w}{l_w}$ [11].

3.4.5- Description analytique des composants du cisaillement dans un élément poutre ou voile-structurel en béton armé [7] et aspect réglementaire selon l'ACI 318-14/19 :

a).- Etat de contraintes et description analytique :

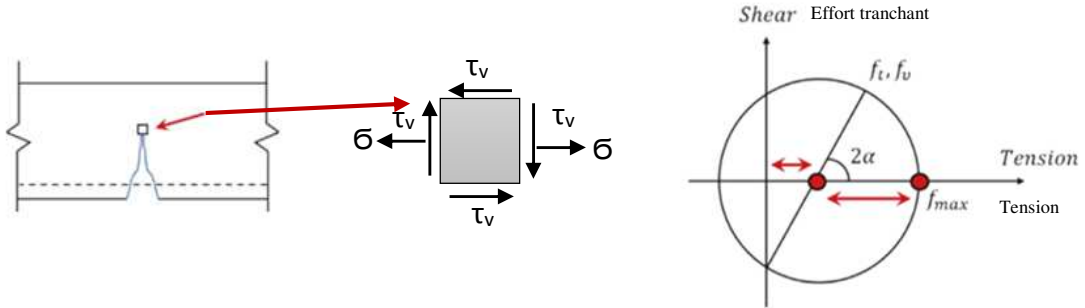


Figure 3.21 : Etat de contraintes dans un élément : σ_t =Contrainte de traction , f_v = Contrainte de cisaillement, $\sigma_t = f_t$, $\tau_v = f_v$ [7].

La contrainte de traction maximale :

$$\sigma_{max} = f_{max} = \frac{\sigma_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_t}{2}\right)^2 + (\tau_v)^2}$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_v = \frac{V_n Q}{I \times t} = k_1 \times \frac{V_n}{bd}$$

Ou $Q = m_y^w$ ou m_z^w le moment statique de la surface « w », par apport à l'axe z (y), « I » inertie suivant x ou z et « t » est l'épaisseur de la section et de la flexion on peut estimer la contrainte de traction

$$M_n = A_s \times f_s \times \left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right), \text{ La contrainte de l'acier et proportionnelle au } f_{steel} \propto \frac{M_n}{A_s d}$$

f_t proportionnelle à $\frac{E_c}{E_s} f_{steel}$;

$$\frac{E_c}{E_s} = \frac{57,000 \sqrt{f'_c}}{E_s} f_t \text{ proportionnelle à } \frac{M_n \sqrt{f'_c}}{E_s A_s d} \text{ proportionnelle à } \frac{M_n}{bd^2} \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\rho E_s}\right)$$

NB : $E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$ en Mpa Unité S.I ou $E_{cm} = 22 \times \left(\frac{f'_{cm}}{10}\right)^3$ Mpa en Euro code avec f'_{cm} : résistance à la compression du béton à 28 Jours.

$$\left. \begin{aligned} f_t &= \frac{k_4}{E_s} \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\rho}\right) \times \left(\frac{M_n}{bd^2}\right) \\ \text{De } f_v &= \frac{V_n Q}{I \times t} = k_1 \frac{V_n}{bd} \\ \text{d'autre part} \\ f_{max} &= k_s \sqrt{f'_c} \end{aligned} \right\}$$

En remplace dans l'équation générale f_{max} .

$$K_5 \sqrt{f'c} = \frac{1}{2} \times \frac{k_4}{E_s} \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{\rho} \right) \times \left(\frac{M_n}{bd^2} \right) + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \times \frac{k_4}{E_s} \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{\rho} \right) \times \left(\frac{M_n}{bd^2} \right) \right]^2 + \left[k_1 \frac{V_n}{bd} \right]^2}$$

Pour une valeur nominale de cisaillement :

$$\frac{V_n}{bd \times \sqrt{f'c}} = \frac{k_5}{\left\{ \frac{1}{2} \times \frac{k_4}{E_s} \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{\rho} \right) \times \left(\frac{M_n}{V_n d} \right) + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \times \frac{k_4}{E_s} \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{\rho} \right) \times \left(\frac{M_n}{V_n d} \right) \right]^2 + k_1^2} \right\}}$$

En mettant la valeur « a » comme :

Une variable indépendante

a).- $\frac{V_n d}{M_n} \times \frac{\rho}{\sqrt{f'c}} = x$

Et la valeur « b » comme Une variable dépendante

b).- $\frac{V_n}{bd \times \sqrt{f'c}} = y$

En simplifiant encore l'expression :

a).- $\frac{V_n d}{M_n} \times \frac{\rho}{\sqrt{f'c}} = x_{\text{variable indépendante}} \implies \frac{k_5 E_s}{y}$

b).- $\frac{V_n}{bd \times \sqrt{f'c}} = y_{\text{variable dépendante}} = \frac{1}{x} + \sqrt{\left(\frac{1}{x} \right)^2 + k_1^2}$

Cette expression est théoriquement correcte, et les constantes K_1, K_4, K_5 pourraient être calibrés en utilisant des résultats expérimentaux et elle est de forme linéaire : $y = Ax + B$

b).- Performance de l'équation figure 3.22 :

$$\frac{V_n}{bd \sqrt{f'c}} = 1.9 + 2500 \rho \frac{V_u d}{M_u \sqrt{f'c}} \leq 3.5 \text{ ACI 318-14-Chap 22.5.5.1 [12]}$$

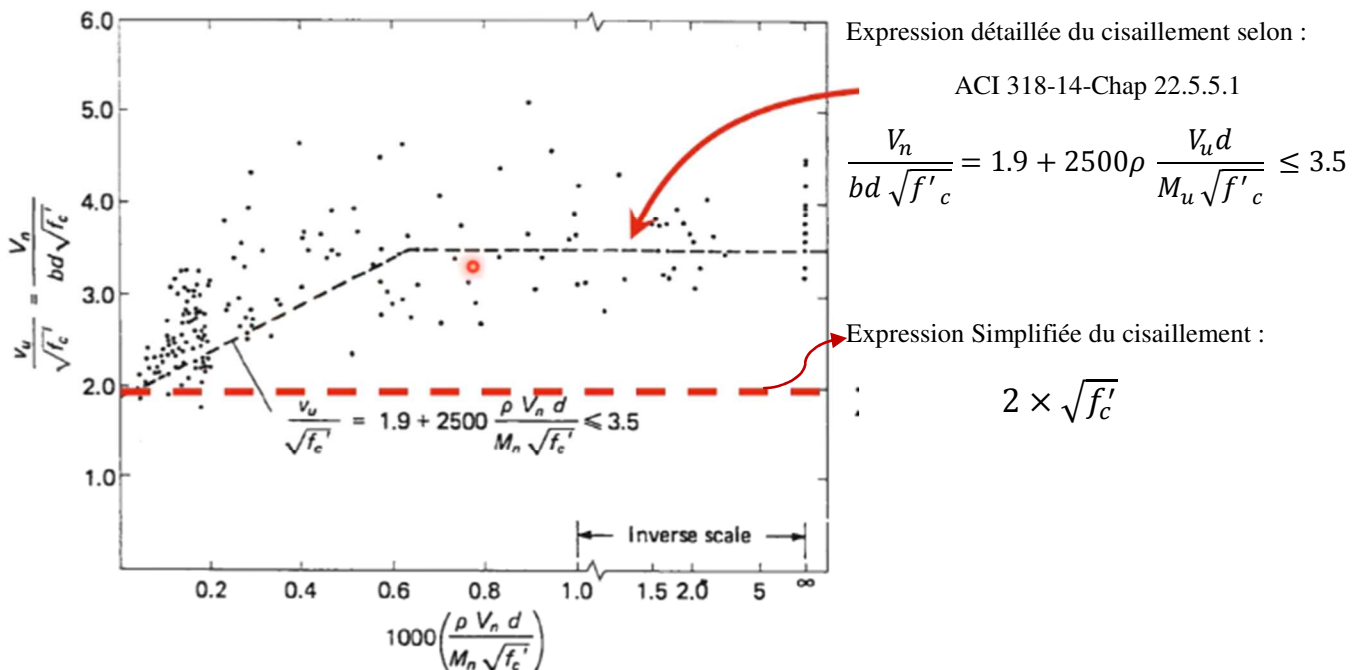


Figure 3.22 : Expression détaillée du cisaillement selon, l'ACI 318-14-Chap 22.5.5.1 [12]

- Expressions de la contribution du béton dans une section sans considération de la force axiale selon l'ACI 318-14 :

Simplifiée : $V_c = 2\lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$

Détaillée : $V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} \left((1.9\lambda \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \right) \\ (1.9\lambda \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w) b_w d \\ 3.5\lambda \sqrt{f'_c} b_w d \end{array} \right\}$

Et selon l'ACI 318-19[13] :

Tableau 3.2 : Contribution du cisaillement de compression « V_c » selon ACI 318-19[13]

Critères :	Contribution du cisaillement « V_c » dans le béton		
Pourcentage de l'armature transversale $A_v \geq A_{v,min}$	Deux critères	$[2\lambda\sqrt{f'_c}] \times A_{cv}, A_{cv} = b_w d$	(a)
		$[8\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c}] \times A_{cv}$	(b)
$A_v < A_{v,min}$		$[8\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c}] \times A_{cv}$	(c)

c).- Contribution de l'acier [7] figure 3.23 :

La contribution de l'armature transversale n'est effective que lorsque l'acier traverse la fissure de cisaillement et la maintient ensemble. Pour des raisons de simplicité il faut que :

$$V_{cc} + V_d + V_{ca} + V_{cr} \geq V_c$$

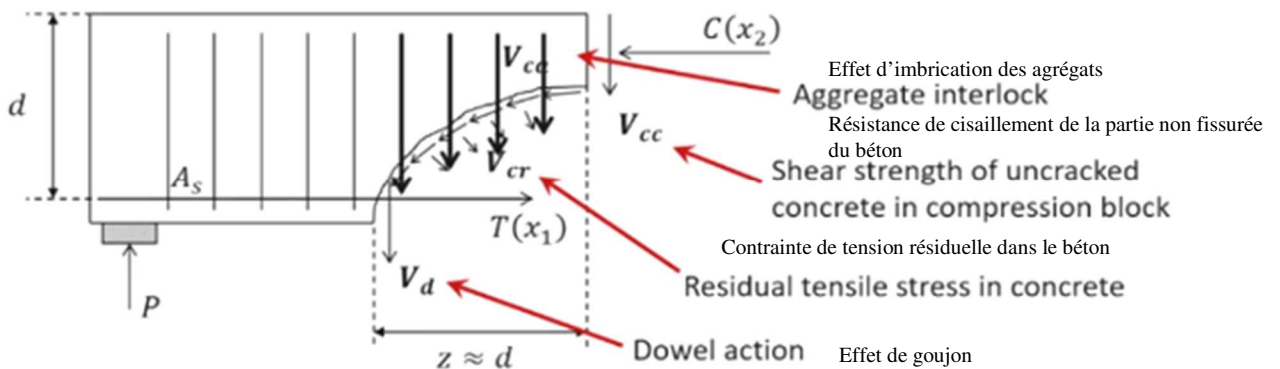


Figure 3.23 : Contribution de l'armature transversale [7].

- L'acier qui traverse les fissures de cisaillement va directement résister au développement des fissures déjà existantes.

$$V_s = A_v f_v n$$

Avec n = nombre d'étriers traversant la fissure et A_v = surface de l'armature dans l'espace « S »

$$n = \frac{z}{s} \approx \frac{d}{s}$$

La valeur de la contribution du cisaillement de l'acier transversale dans la résistance des fissures de cisaillement selon l'ACI 318-14 §22.5.10.5.3/ ACI 318-19[13] §22.5.8.5.3 et de :

$$V_s = \frac{A_v f_v d}{s}$$

Enfin la valeur de la résistance nominale au cisaillement est la combinaison de :

$$V_n = V_c + V_s$$

3.4.6.- Résistance nominale du cisaillement V_n dans un voile-structurel :

La valeur de la résistance nominale du cisaillement V_n pour un voile-structurel ne doit pas dépassé :

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = (\alpha_c \times \lambda \times \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \times A_{cv}$$

Avec :

La valeur de contribution du béton : $V_c = \alpha_c \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times A_{cv}$

La valeur de contribution de l'acier transversale : $V_s = \rho_t f_y \times A_{cv}$

Avec $\alpha_c = 3.0$ pour $h_w / l_w \leq 1.5$ et $\alpha_c = 2.0$ pour $h_w / l_w \geq 2$, $A_{cv} = L_w \times b_w$ et $\lambda = 0.75$ pour un béton léger, $\lambda = 0.85$ pour un béton sableux et $\lambda = 1$ pour un béton normal. L'exigence de base dans toute conception est que ; $\Phi \times V_n \geq V_u$, avec Φ Facteur de réduction de la résistance $\Phi = 0.75$ pour un comportement de cisaillement. L'armature transversale ρ_t doivent être placé en deux rideaux si $V_u > 2A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$, ce qui est presque toujours le cas. L'armature minimale au niveau de l'âme ne doit être inférieure à 0,0025 avec un espacement de barre vertical max de 45cm. L'ACI 318/319 définit les limites supérieures de la résistance au cisaillement des voiles -structuraux. Pour tous les trumeaux la valeur de V_n combinée ne doit pas être supérieure à $8A_{cv} \sqrt{f'_c}$ et pour quelconque trumeaux V_n ne doit pas être supérieur à $10A_{cv} \sqrt{f'_c}$.

3.4.6.1.- Cisaillement et Friction [14] :

La valeur de la résistance nominale du cisaillement V_n pour un voile-structurel ne doit pas dépassé :

$$V_n = (\alpha_c \times \lambda \times \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \times A_{cv}$$

Avec $\alpha_c = 3.0$ pour $h_w / l_w \leq 1.5$ et $\alpha_c = 2.0$ pour $h_w / l_w \geq 2$, $A_{cv} = L_w \times b_w$ et $\lambda = 0.75$ pour un béton léger, $\lambda = 0.85$ pour un béton sableux et $\lambda = 1$ pour un béton normal.

L'exigence de base dans toute conception est que ; $\Phi \times V_n \geq V_u$, avec Φ Facteur de réduction de la résistance $\Phi = 0.75$ pour un comportement de cisaillement L'armatures transversale ρ_t doivent être placé en deux rideaux si $V_u > 2A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$, ce qui est presque toujours le cas. L'armature minimale au niveau de l'âme ne doit être inférieure à 0,0025 avec un espacement de barre vertical max de 45cm. L'ACI 318/319 définit les limites supérieures de la résistance au cisaillement des

voiles -structuraux. Pour tous les trumeaux la valeur de V_n combinée ne doit pas être supérieure à $8A_{cv}\sqrt{f'_c}$ et pour quelconque trumeaux V_n ne doit pas être supérieur à $10A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

Les dispositions relatives au cisaillement de l'ACI 318 § 11.6 sont applicables lorsque le cisaillement est transféré à travers une interface de deux volumes de béton coulés à des moments différents. Ces dispositions sont destinées à prévenir la rupture par cisaillement glissant à de telles interfaces. Il s'agit d'une condition communément applicable au niveau de la connexion entre les voiles structuraux et la fondation et, pour les voiles-structuraux à plusieurs étages coulés étage par étage, au niveau du joint froid horizontal à chaque étage. Selon le concept de cisaillement-friction, la résistance au glissement dépend de la rugosité de l'interface et de la force de serrage (Clamping –Force) à travers l'interface. La valeur de la résistance nominale du cisaillement dont l'armature est perpendiculaire à son plan de glissement, est de :

$$V_n = A_{Uf} \times f_y \times \mu \quad \text{ACI 318 Eq.11-25 [11]}$$

A_{Uf} Fait référence à l'armature verticale distribuée dans l'âme du voile-structurel. A_{Uf} Peut être calculée de façon conservatrice comme si l'armature verticale est distribuée dans l'âme sans interruption dans les éléments.

Lorsque la force de compression nette permanente N_u agit perpendiculairement au plan de glissement, la résistance au cisaillement par glissement est :

$$V_n = (A_{Uf} \times f_y + N_u) \times \mu \quad \text{avec } N_u \text{ positif en compression.}$$

Lorsque la force nette transitoire de tension transitoire $T_{u,net}$ agit perpendiculairement au plan de glissement, la force de cisaillement résistance au cisaillement est de :

$$V_n = (A_{Uf} \times f_y - T_{u,net}) \times \mu$$

L'exigence de base dans toute conception est que ; $\Phi \times V_n \geq V_u$, avec Φ Facteur de réduction de la résistance $\Phi = 0.45$ à 0.75 dans les zones de scellement en béton armé. La valeur de coefficient de friction μ peut être prise ; $\mu = 0.6 \times \lambda$ à $1.0 \times \lambda$.

3.4.6.2.- Flexion et effort normal [14] :

La conception pour l'effet de flexion et la force axiale implique dimensionnement des zones d'abouts préliminaires, et d'un confinement transversal adéquat des parties dissipatives d'énergie (zones d'abouts), une analyse à la résistance P-M itérative pour optimiser le taux d'armature verticale et transversal. Le dimensionnement préliminaire de l'armature verticale du voile-structurel rectangulaire peut être réalisé à l'aide du modèle de la Figure 5-1, qui suppose qu'il y a à la fois un renforcement vertical distribué T_{s1} de l'âme et une armature verticale dans les zones dissipative T_{s2} . La magnitude et l'emplacement de P_u sont déterminés à partir des charges permanentes, y compris le poids propre, pour une combinaison de charges indiquée. En connaissant l'emplacement de P_u , le bras du moment x_p peut être approximé. Les bras de levier internes pour les armatures distribuées et concentrés peuvent être approximés comme suit : $j_1 l_w = 0,4 l_w$ et $j_2 l_w = 0.8 l_w$. La somme des moments autour de C donne, figure 3.24 :

$$M_{n,CS} = P_u \times x_p + T_{s1} j_1 l_w + T_{s2} j_2 l_w$$

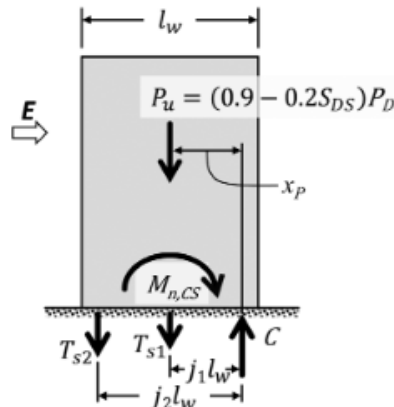


Figure 3.24 : Modèle montrant les forces à prendre en considération pour l'estimation des forces de traction T_{s1} et T_{s2} pour un voile-structurel [14].

3.4.6.3.-Rupture par cisaillement dans les voiles-structuraux élancés [14] :

La rupture par cisaillement d'un voile-structure élancé ou mince peut entraîner une rapide dégradation de rigidité et de résistance à des limites inférieures à celles prévues lors de la conception. Le cisaillement peut également compromettre la résistance axiale du voile structurel. Ceci est particulièrement pour les voiles structuraux résistant à des forces de cisaillement élevées (dépassant environ $10A_{cv}\sqrt{f'_c}$. Il est a noté que la rupture par cisaillement dans ce type de voile-structurel peut se produire par écrasement de l'âme (figure 3.256). Pour ces raisons, ils doivent être conçus pour éviter un mode de ruine par cisaillement. Les procédures de conception de l'ACI 318-319 et de l'ASCE 7 exigent la prise en compte de multiples combinaisons de charges, ce qui conduit invariablement à une résistance à la flexion $M_{n,CS}$ qui, sous certaines combinaisons de charges, dépasse la résistance à la flexion requise $M_{u,CS}$ (figure 3-5). Par conséquent, les forces latérales de flexion, et de cisaillements nécessaires qui peuvent conduire à la ruine d'un voile-structurel seront plus élevés que les valeurs de conception. Une bonne pratique consiste à amplifier le cisaillement de conception pour tenir compte de cet effet. Une approche consiste à définir un facteur de sur-résistance à la flexion facteur de sur-résistance à la flexion $\Phi_o = M_{n,CS}/M_{u,CS}$, qui reflète l'ampleur de la sur-résistance à la flexion et à augmenter le cisaillement de conception par ce même facteur.

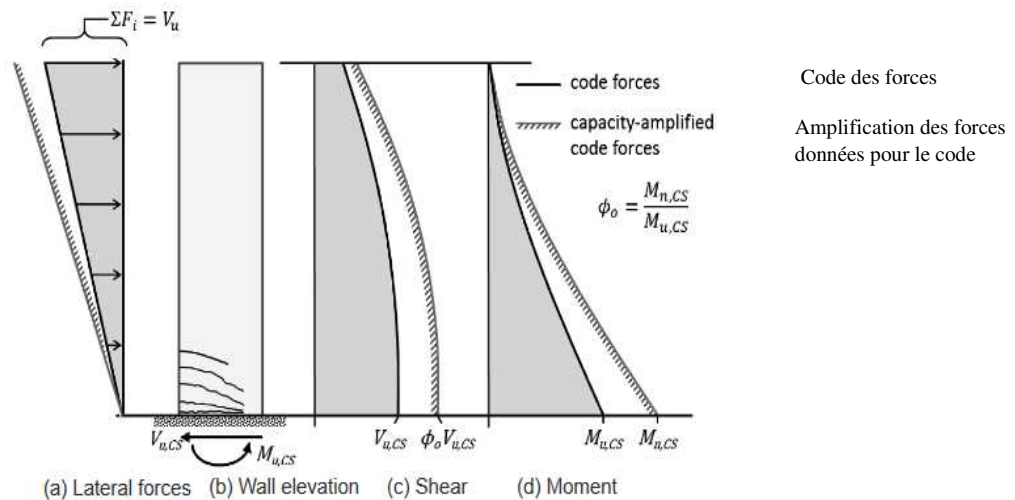


Figure 3.25 : Forces de cisaillements et de moments latéraux d'un voile-structurel ; forces prescrites par le code et les forces correspondant au développement de la résistance nominale à la flexion [14].

3.4.7. -Conclusion :

De ce qui précède il devient évident que le comportement des deux éléments en question est similaire. Cette similarité est aussi apparente dans la mise en équation de l'effort tranchant. Cependant l'approche treillis admet par convention un angle de cisaillement fixe de 45° qui ne couvre pas les différents angles de fissuration possibles. Pour cela il devient rationnel d'utiliser la théorie du champ de compression modifié pour déterminer l'effort tranchant nominal « V_n » qui tiens en compte de la variation de l'angle d'inclinaison de fissure (θ). Cet angle est calculé sur la base de l'état de déformation de l'armature tendu de l'élément « ϵ_s » affectée par le champ de compression des contraintes le traversant ou $\theta = 29 + 3500\epsilon_s$ [15].

Cette déformation est calculée par rapport au centroïde de l'armature ainsi qu'un facteur bêta « $\beta(\epsilon_s)$ » qui tient compte de l'efficacité du béton à résister au cisaillement. Enfin l'effort tranchant « V_n » est la combinaison de ces différents facteurs multipliés par la contrainte de compression du béton $\sqrt{f'_c}$. Du fait de l'importance de ces paramètres dans la détermination de la valeur nominale de l'effort tranchant, l'utilisation de la théorie du champ de compression s'impose pour mener à bien la partie numérique de notre travail.

Référence:

- [1] Antonio Conforti ,Fausto Minelli ,Giovanni Plizzari , Influence of Width-to-Effective Depth Ratio on Shear Strength of Reinforced Concrete Elements without Web Reinforcement July 2017 *Acı Structural Journal*.
- [2]M. Peter, "Truss Models in Detailing," 1985 *ACI Structural Journal* Volume: 7 ,Issue: 12.
- [3] VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P.: The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal Proceedings* Vol. 83, Iss. 2, pp. 219–231, 1986.
- [4] A. H. Nilson, D. Darwin, and W. C. Dolan, *Design of Concrete Structures*, 14th ed. New York, US: Mc Graw Hill Companies, 2010
- [5] Helmut Kupfer. Hubert k. Hilsdorf.and Hubert Rusch Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses *ACI Journal* August 1969 Title no. 66-52
- [6]S-K Lee, Y-C Song, and S-H Han, Biaxial behavior of plain concrete of nuclear containment building, 2004, *Nuclear Engineering and Design*, 227 143-153
- [7]David Garber, Discussion on shear mechanisms and failure in different members and how shear strength can be estimated using ACI 318 and AASHTO LRFD August 2020
- [8] Mekdes Tadesse Mengistu, Effects of Spacing and Configuration of Web Reinforcement on Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams October 2015.
- [9]Albert Kwan, P.L. NgModelling dowel action of discrete reinforcing bars for finite element analysis of concrete structures January 2013 *Computers and Concrete*.
- [10]Distribution du développement du mécanisme interne du cisaillement dans un élément poutre armé. *ACI-ASCE Comité* 426-1973 reprise sous la permissions du ASCE.
- [11] A. Atmani, Z. Boudaoud , N. Djebbar , [2021] “Slenderness Ratio and Influencing Parameters on the NL Behaviour of RC Shear Wall” *Civil Engineering Journal* (E-ISSN: 2476-3055; ISSN: 2676-6957)Vol. 7, No. 12, December, 2021.
- [12] *ACI Standard Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*.

[13] ACI Standard Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19).

[14] Jack P. Moehle, Tony Ghodsi, John D. Hooper, David C. Fields, Rajnikanth Gedhada, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams A Guide for Practicing Engineers.

[15] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) 2012. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: Customary US Unit. Washington, D.C.: AASHTO.

3.5.- Théorie du Champs de Compression «Compression Field Theory MCFT» [13] :

3.5.1.- Introduction :

Les théories de cisaillement/compression ont commencé à être développées dès les années 1950. L'idée a pris naissance après que les observations ont montré que la ruine des poutres est causée par l'écrasement du béton dans zone de compression et que la diminution des contraintes de compression et de la profondeur de ces dernières est due aux fissures provoquées par le cisaillement. Les modèles en treillis dont les diagonales ont un angle d'inclinaison variable sont connus comme des modèles fiables pour l'étude du cisaillement et la torsion dans les poutres en béton armé. Ils ont été utilisés comme outils dans l'analyse et la conception des poutres en béton armé. Ritter 1899 et Morsch et al 1902 [14], ont postulé indépendamment qu'une poutre en béton armé se fissure en raison des contraintes de tension diagonales. Elle peut idéalement être considérée comme une ferme à membrures parallèles avec des diagonales de compression inclinées à 45° par rapport à l'axe longitudinal de la poutre. Plusieurs années plus tard ;

- Morsch (1920, 1922) [15] a introduit le modèle en treillis pour étudier l'effet de la torsion.
- Kupfer, 1964 [16] a fourni une solution pour les fissures diagonales en les considérant comme des éléments linéairement élastiques faisant abstraction de la résistance à la traction du béton.

Le développement ultérieur des théories de la plasticité a étendu l'applicabilité du modèle à des domaines non élastiques (Nielsen et Braestrup, 1975) [17]. Schlaich et al. (1987) [18] ont étendu le modèle de base à des « modèles de treillis modifiés » qui sont utilisés dans les codes de conception. L'ACI Building Code 318-11 [19] a ajouté un terme pour introduire la contribution du béton dans le calcul de la capacité du ferrailage de cisaillement supposé placé à 45° . Selon la théorie de la plasticité l'inclinaison des diagonales du model treillis peut s'écarter de 45° dans certaines limites et de nombreux codes ont adopté une combinaison entre la contribution du béton et la variation de l'angle des diagonales du model treillis figure 3.26.

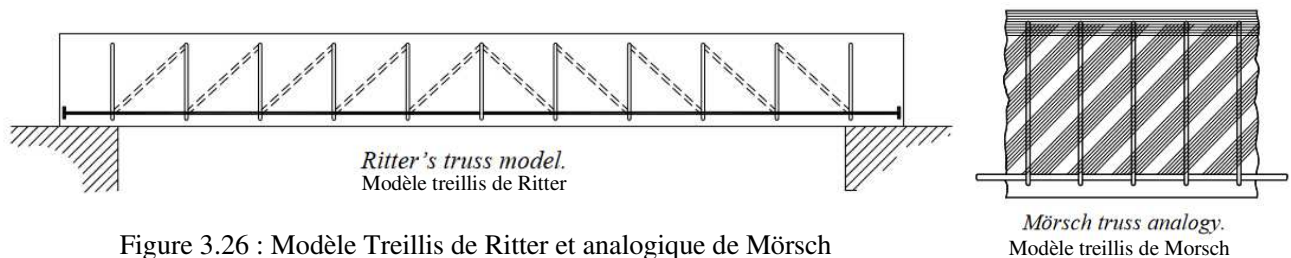


Figure 3.26 : Modèle Treillis de Ritter et analogique de Morsch

Mitchell et Collins (1974) [20] ont développé la théorie du champ de compression diagonal pour les éléments soumis à une torsion pure. La théorie du champ de compression (Collins 1978) et de la théorie du champ de compression modifié (MCFT, Vecchio et Collins 1986) [13], ont été étendus pour prendre en considération le cisaillement. Ensuite, la MCFT figure 3.27, a été améliorée pour tenir compte de l'influence des contraintes de traction dans le béton fissuré.

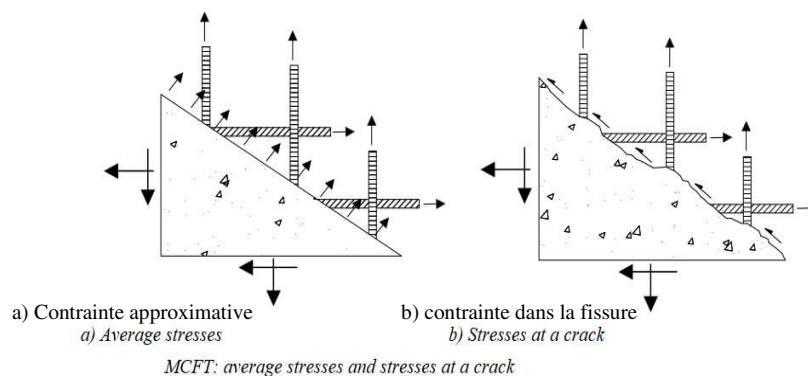


Figure 3.27 : Etat de contraintes « approximatives » et contraintes au niveau de la fissure.

Ils prennent en compte les réponses globales de charge/déformation des éléments dans lesquels l'armature agit en traction uni-axiale et le béton travaille en tension/compression bi-axiale. Les contraintes et les déformations principales dans le béton sont supposées coïncider. Les équations d'équilibre, les relations de compatibilité, les relations contrainte-déformation des armatures, et les relations contrainte-déformation du béton fissuré en compression et en traction permettent de déterminer les contraintes moyennes, les déformations moyennes et l'angle θ pour chaque valeur de charge jusqu'à la rupture. Cependant, la rupture de l'élément en béton armé peut ne pas être régie par des contraintes moyennes, mais plutôt par des contraintes locales qui se produisent au niveau d'une fissure. La vérification de la fissure est une partie essentielle de la méthode de la MCFT et des théories qui en découlent. Elle consiste à limiter la traction principale moyenne dans le béton à une valeur maximale admissible. Elle est déterminée fonction de la contrainte de l'acier au niveau de la fissure et de la capacité de la surface de la fissure à résister aux contraintes de cisaillement [13].

Berlubi et Hsu (1994, 1995)[21] ont présenté le modèle RA-STM (Rotating - Angle Softened - Truss Model). Comme le MFCT, cette méthode suppose que l'inclinaison de la direction principale de la contrainte, θ , coïncide avec la direction principale de la déformation et pour les éléments typiques, θ diminuera au fur et à mesure que le cisaillement augmente, d'où le nom « angle de rotation ». Pang et Hsu (1996) [22] ont limité l'applicabilité de ce modèle aux situations dans lesquelles l'angle de rotation ne s'écarte pas de l'angle fixe de plus de 12° . En dehors de cette plage, les auteurs recommandent l'utilisation d'un modèle à angle fixe où l'on suppose, que les fissures de cisaillement sont parallèles aux directions principales. Mörsch (1922) [11], a déclaré qu'il était absolument impossible de déterminer mathématiquement la pente des fissures secondaires inclinées pour concevoir les étriers sensés les stopper. L'approche « champ de compression » s'intéresse également à la détermination de l'angle θ , en considérant la compatibilité des déformations de l'armature transversale, de l'armature longitudinale et du béton sollicité en diagonale. Par conséquent, ces méthodes satisferont l'équilibre, la compatibilité des déformations et les relations contrainte-déformation. La première méthode de détermination de θ applicable à un large spectre de chargement qui est basée sur la procédure de Wagner elle a été développée pour les éléments soumis à des efforts de torsion par Mitchell et Collins (1974) [20].

D'autres développements ont conduit à la théorie du champ de compression modifié (Vecchio et Collins, 1986) [13]. Le MCFT est un modèle général pour un comportement charge-déformation d'un béton armé fissuré soumis à des contraintes bidimensionnelles. Le béton est modélisé en considérant les contraintes du béton dans les directions principales additionnées avec les contraintes d'armature supposées être uniquement axiales. Le comportement contrainte-déformation (compression et tension) a été dérivé à l'origine des tests effectués par (Vecchio and Collins, 1982) [13].

L'hypothèse clé que le MFCT et de supposer que les directions principales de déformation coïncident avec les directions principales de contrainte. Cette hypothèse simplificatrice est confirmée par des mesures expérimentales, qui montrent que les directions principales de contrainte et de déformation sont parallèles à $\pm 10^\circ$ près. Le mécanisme de poutre-treillis qui se forme dans les poutres en béton armé « bielle-tirant forment un angle plus fiable que ceux formé par les fissures et il est impératif que la contrainte de compression doit être transférée à travers les fissures, ce qui va entraîner une réduction de la résistance du béton par rapport à son état non fissuré provoquant une contrainte de cisaillement à travers les faces des fissures produisant

ainsi des contraintes de traction dans le béton fissuré. Il est reconnu que les contraintes locales, tant que dans le béton que dans l'armature, varient d'un point à l'autre du béton fissuré, avec des contraintes élevées dans l'armature et avec de faibles contraintes de traction dans le béton à l'endroit de la fissure. Dans le MCFT, les conditions de compatibilité entre les déformations du béton fissuré et les déformations de l'armature sont exprimées en termes de déformations moyennes, où les déformations sont mesurées sur des longueurs de base supérieures à l'espacement des fissures.

Les conditions d'équilibre, qui relie les contraintes du béton et les contraintes d'acier aux charges appliquées, sont également exprimées en termes de contraintes moyennes. De même, les déformations utilisées pour les relations contrainte-déformation sont des déformations moyennes, c'est-à-dire qu'elles prennent en compte les effets combinés des déformations locales aux fissures, les déformations entre les fissures, perte d'adhérence et le glissement de fissures. Les contraintes calculées sont également des contraintes moyennes dans la mesure où elles englobent implicitement les contraintes entre les fissures, les contraintes au niveau des fissures, le cisaillement d'interface sur les fissures et l'action de goujons. Dans ce modèle, le béton fissuré dans le béton armé est traité comme un nouveau matériau avec un comportement contrainte-déformation défini empiriquement. Les équations d'équilibre, les relations de compatibilité, les relations contrainte-déformation de l'armature et les relations contrainte-déformation pour le béton fissuré en compression et en tension permettent de déterminer les contraintes moyennes, les déformations moyennes et l'angle θ pour tout niveau de charge jusqu'à la rupture. La rupture d'un élément en béton armé peut être gouvernée non pas par des contraintes moyennes, mais plutôt par une concentration de contraintes locales dans la fissure, figure 3.28.

3.5.2.- CONTRAINTES ET DEFORMATIONS MOYENNES :

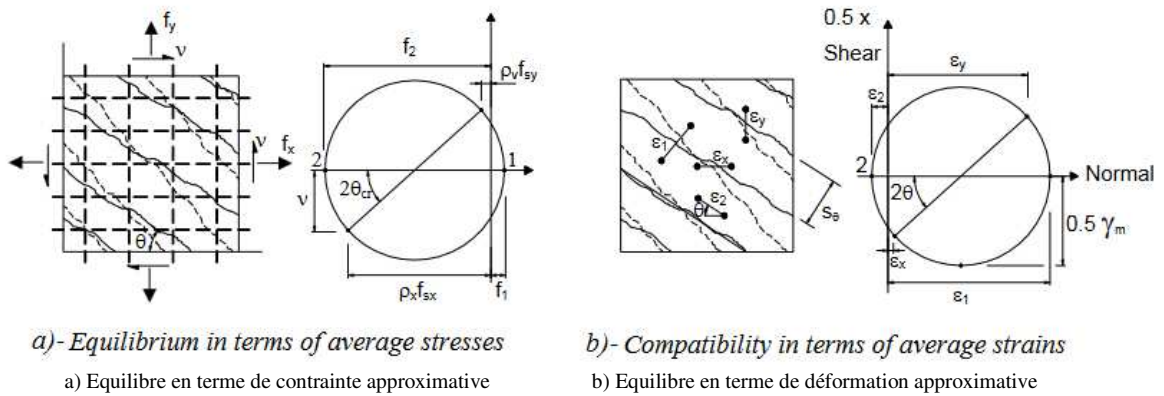


Figure 3.28 : Compatibilité des déformations et équilibre approximatif de contraintes aux niveaux des fissures [13]

La figure 3.28 est utilisée pour établir les équations d'équilibre entre les fissures. Le cisaillement dans la section est équilibré par les contraintes diagonales de compression, f_2 de traction, f_1 . Les contraintes de traction varient de 0 au niveau des fissures à un maximum entre les fissures. Comme il a été mentionné, la valeur moyenne est utilisée dans la formule d'équilibre [13] :

$$\rho_y \times f_{sy} = v \tan \theta - f_1 \tag{Eq.1}$$

$$\rho_x \times f_{sx} = f_x v \cot \theta - f_1 \tag{Eq.2}$$

$$f_2 = v (\tan \theta + \cot \theta) - f_1 \tag{Eq.3}$$

Les équations de compatibilité pour des déformations moyennes sont établies à l'aide des transformations géométriques représentées par le cercle de déformation de Mohr, comme le montre la figure 3.28 :

$$\varepsilon_x = (\varepsilon_1 \times \tan^2 \theta + \varepsilon_2) / (1 + \tan^2 \theta) \tag{Eq.4}$$

$$\varepsilon_y = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \tan^2 \theta) / (1 + \tan^2 \theta) \tag{Eq.5}$$

$$\gamma_{xy} = 2 (\varepsilon_x - \varepsilon_2) / \tan \theta \tag{Eq.6}$$

$$\tan^2 \theta = (\varepsilon_x - \varepsilon_2) / (\varepsilon_y - \varepsilon_2) \tag{Eq.7}$$

La relation contrainte-déformation de l'acier est un diagramme typiquement bilinéaire :

$$f_{sx} = E_s \times \varepsilon_x \leq f_{x \text{ yield}} \tag{Eq.8}$$

$$f_{sy} = E_s \times \varepsilon_y \leq f_{y \text{ yield}} \tag{Eq.9}$$

L'âme de la section en béton agit non seulement en compression dans la direction 2, mais aussi en tension dans la direction 1. Par conséquent, les relations contrainte-déformation moyennes qui sont basées sur les expériences de (Vecchio et Collins, 1982) [13] sont adoptées figure 3.29 :

$$f_2 = \frac{f'_c}{0.8+170 \varepsilon_1} \left[2 \times \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) \right] \tag{Eq.10}$$

$$f_1 = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \times \varepsilon_1}} \tag{Eq.11}$$

où f_{cr} est la résistance à la fissuration du béton.

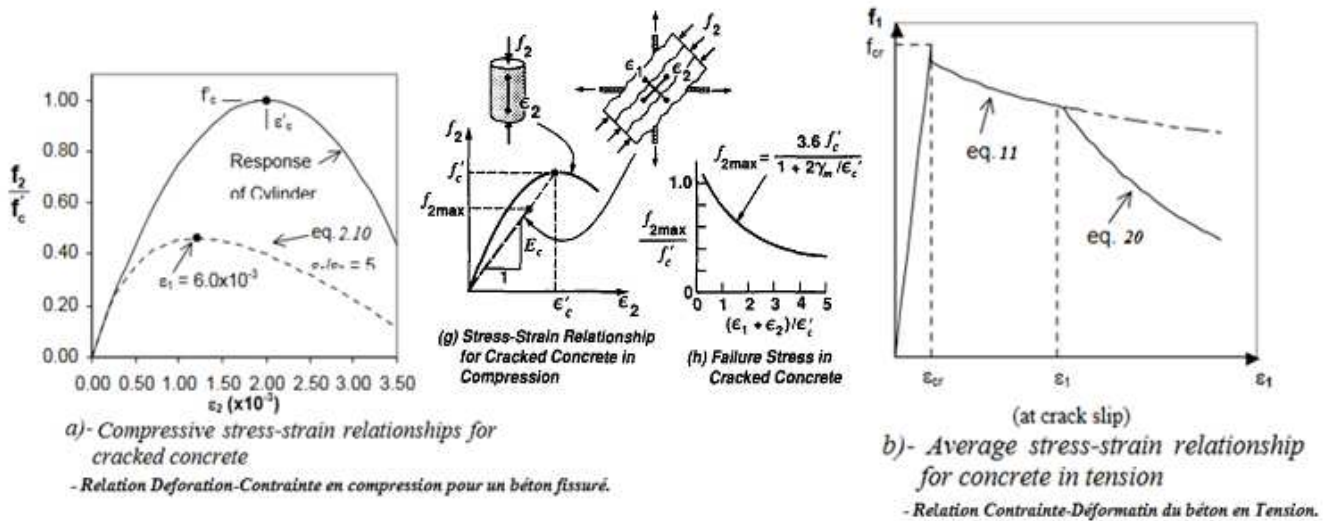


Figure 3.29 : a) Relation déformations - contraintes pour béton fissuré [13].

b) Relation déformations - contraintes pour béton tendu [13].

Les figures 3.29a et 3.29b représentent les équations ci-dessus. Pour vérifier les conditions au niveau d'une fissure, le modèle de fissure complexe actuel est idéalisé comme une série de fissures parallèles, toutes se produisant à un angle θ par rapport à l'armature longitudinale et espacées d'une distance S_θ figure 3.28. Les contraintes de l'armature au niveau d'une fissure, déduites de la figure 3.30, peuvent être déterminées par les équations suivantes :

$$\rho_x \times f_{sxcr} = f_x + v \cot \theta + v_{ci} \cot \theta \tag{Eq.12}$$

$$\rho_y \times f_{sy cr} = f_y + v \cot \theta - v_{ci} \tan \theta \tag{Eq.13}$$

La capacité de l'interface de la fissure à transmettre la contrainte de cisaillement, v_{ci} , dépend de la largeur de la fissure largeur de la fissure, ω . La valeur limite de v_{ci} proposée par Vecchio et Collins [17] est la suivante :

$$v_{ci} \leq \frac{0.18 \sqrt{f'_c}}{0.3 + \frac{24\omega}{a+16}} \tag{Eq.14}$$

où a est la taille maximale des granulats en mm. La formule ci-dessus nécessite une estimation de la largeur de la fissure, considérée comme l'espacement des fissure multipliée par la déformation principale en traction, ϵ_1 :

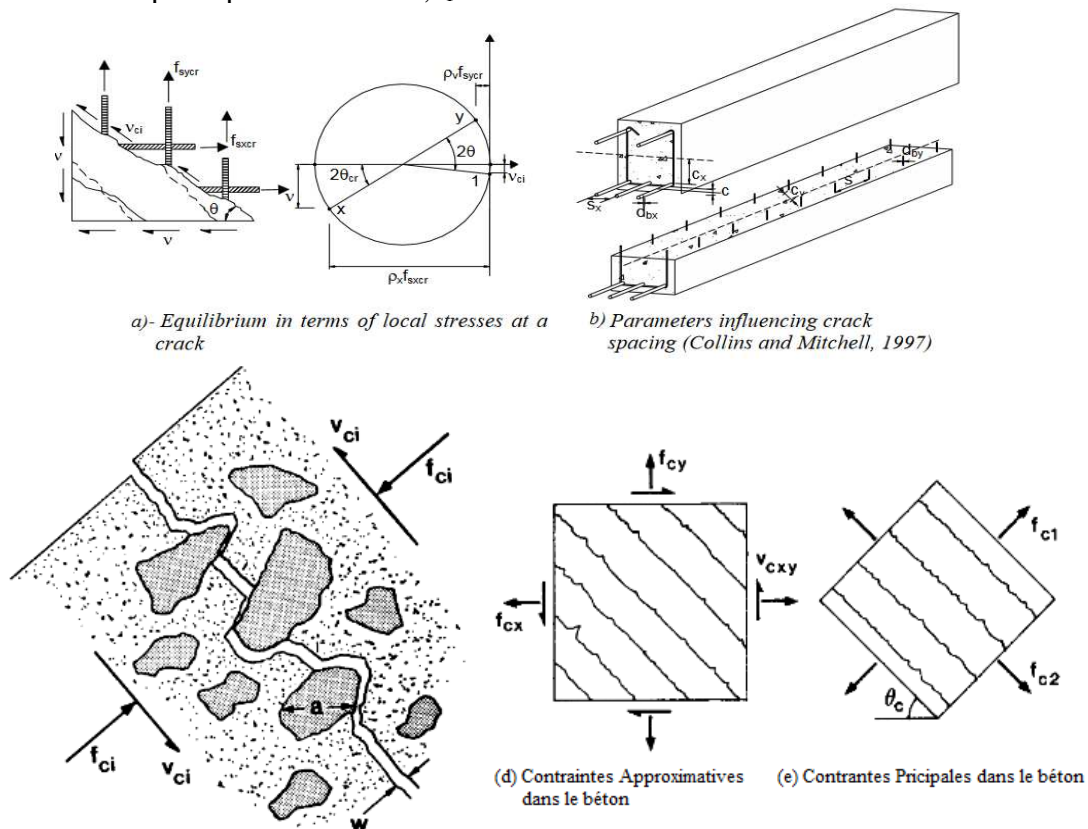


Figure 3.30 [13-23] :
 a)- Equilibre en termes de contraintes locales au niveau de la fissure.
 b)- Paramètres influençant la fissure.
 c)- Transmission de la contrainte de cisaillement le long de la fissure par effet « Aggregate-interlock ».

$$\omega = \varepsilon_1 \times S_{m\theta} \quad \text{Eq.15}$$

$$S_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{mx}} + \frac{\cos \theta}{s_{my}}} \quad \text{Eq.16}$$

Enfin, l'espacement des fissures, s_{mx} et s_{my} sont estimés en utilisant les formules données par le Code Modèle CEB-FIP (1990)[20].

$$s_{mx} = 2 \left(c_x + \frac{s_x}{10} \right) + 0.25 k_1 \frac{d_{bx}}{\rho_x} \quad \text{Eq.17}$$

$$s_{my} = 2 \left(c_y + \frac{s}{10} \right) + 0.25 k_1 \frac{d_{by}}{\rho_y} \quad \text{Eq.18}$$

d_b = diamètre de la barre,

C = distance au cdg de l'acier,

S = espacement des barres,

$\rho_y = A_y / (b_w s)$,

$\rho_x = A_x / A_c$,

$K_1 = 0.40$ barre déformée et 0.8 pour lisse.

A des charges élevées, la déformation moyenne des étriers, ε_y , dépassera généralement la déformation élastique de l'armature. Dans cette situation, f_{sy} dans l'équation 1 et f_{sycr} dans l'équation 13 seront égales à la contrainte d'élasticité dans les étriers. égale à la contrainte d'élasticité dans les étriers. Si l'on remplace les côtés droits de ces deux équations par et en substituant pour v_{ci} de l'équation 14 on obtient [12]:

$$f_1 = \frac{0.18 \sqrt{f'_c} \tan \theta}{0.3 + \frac{24\omega}{4+16}} \quad \text{Eq.20}$$

Référence:

- [1] Ercanışık, Mesut Özdemir consistency of concrete material models that used for Rc buildings
- [2] CBA 93, Code du Béton Algérien, CGS, Alger 1993.
- [3] Djebbar N. Contribution à l'Etude de la Performance Parasismique des Eléments Linéaires en Béton. Thèse de Doctorat d'Etat (2006).
- [4] Sakai, K., Sheikh, S. A., "What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)" ACI Structural Journal, Vol. 86, N°2, Mar-April 1989, pp.192-207.
- [5] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., 'Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete' Journal of Structural Engineering, Vol.114, N°8, August,1988.

- [6]Paultre, P., Légeron, F., "Confinement Reinforcement for Concrete Columns" Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 134, N°5, May 2008, pp.738-749.
- [7] Wallace, J. W 2014, "Reassessing ACI 318 Shear Wall Provisions Based on Recent Earthquake, and Test Observations" pp.449-466 in Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 32, DOI 10.1007/978-94-017-8875-5_2. Springer Science+Business Media Dordrech 2014.
- [8] Watson et al, 'Simulated Seismic Load Tests in Reinforced Concrete Columns' Journal of Structural Engineering. Vol.120 N°6, paper N° 3688, 1825-1849, June 1994.
- [9]S.Watson, F.A.Zahn, R.Park, 'Confining Reinforcement for Concrete Columns.' Journal of Structural Engineering, vol.120, N°6, paper N° 3687, 1798-1824 June 1994.
- [10] Park R., Priestley M.J.N., Gill W.D., 'Ductility of Square Confined Concrete Columns' Journal of Structural Engineering, Vol.108, N°4, April, 1982.
- Anthony Marais "Influence du vieillissementstatiquesur la transition ductile-fragile des aciers au C-Mn Submitted on 06 May 2013.
- [12] Clay J.Naito, Jack P.Moehle , Khalid M.Mosalam "Experimental and Computational Evaluation of Reinforced Concrete Bridgz-Column Connections for Seismic Performance PEER Report 20018/08".
- [13] VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P.: The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI Journal Proceedings Vol. 83, Iss. 2, pp. 219–231, 1986.
- [14] MÖRSCH, E. La construction en béton armé - Sa théorie et son application. Maison d'édition
- [15] MÖRSCH, E. La construction en béton armé - Sa théorie et son application. Maison d'édition Konrad Wittwer, la 5^e édition, en 1922.
- [16] KUPFER, H. : Extension de l'analogie treillis de Mörsch à l'aide du principe du minimum de
- [17] NIELSEN, M.P. ; BRAESTRUP, M.W. ; BACH, F. : Analyse rationnelle du cisaillement dans les poutres en béton armé. IABSE proceedings Vol. 2, Iss. P-15, pp. 1- 16, 1978.
- [18] JorgSchlaich, Kurt Shafer and MattiasJenne in Toward a Consistent Design of Structural Concrete. Article in Pci Journal · May 1987 DOI: 10.15554.
- [19] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) ACI Standard and Commentary.
- [20] Michael P. Collins Diagonal Compression Field theory-A Rational Model For Structural Concrete in Pure Torsion Journal Proceeding Vol.71 8 /1/ 1974.
- [21] A. Belarbi, T. Hsu Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete Published 1 July 1994 Engineering Structural Journal.
- [22] PANG, X.B.; HSU, T.T.C.: Fixed-angle softened-truss model for reinforced concrete. ACI Structural Journal Vol. 93, Iss. 2, pp. 197–207, 1996.
- [23]Mekdes Tadesse Addisababa University Addisababa Institute of Technology School of Civil and Environmental Engineering A Thesis in Structural Engineering "Effects of Spacing and Configuration of Web Reinforcement on shear Behavior of Reinforced Concrete Beams"

CHAPITRE 04

ASPECT IMPORTANT DE MODELISATION « ETAT D'ART »

« L'art de modéliser est le "Climax", de toute recherche, ce qui viens après comme conclusions n'est que le fruit de cet art. Alors il faut, bien choisir l'arbre fruitier »

A.A.

CHAPITRE 04 : « Modélisation Etat D'art Partie 01 »

ASPECT DE MODELISATION

4.1.- Introduction :

L'analyse non linéaire vise à simuler tous les modes significatifs de comportements et de déformations d'une structure, retraçant ainsi l'histoire des dommages, de l'apparition de la première fissure à l'effondrement total de l'ouvrage. Contrairement à un modèle élastique linéaire, le modèle non linéaire doit être capable de capturer tous les phénomènes inélastiques locaux à savoir : la fissuration du béton, son écrasement, sa déformation, le flambage, la rupture et le glissement de l'acier, etc. Les modèles non linéaires peuvent généralement être classés en fonction du type d'idéalisation de la partie de la structure sujette à la plastification. Une comparaison entre trois types de modèles idéalisés pour simuler la réponse non linéaire d'un poteau en béton armé est illustrée à la figure 4.1 (ATC 72, 2010) [1].

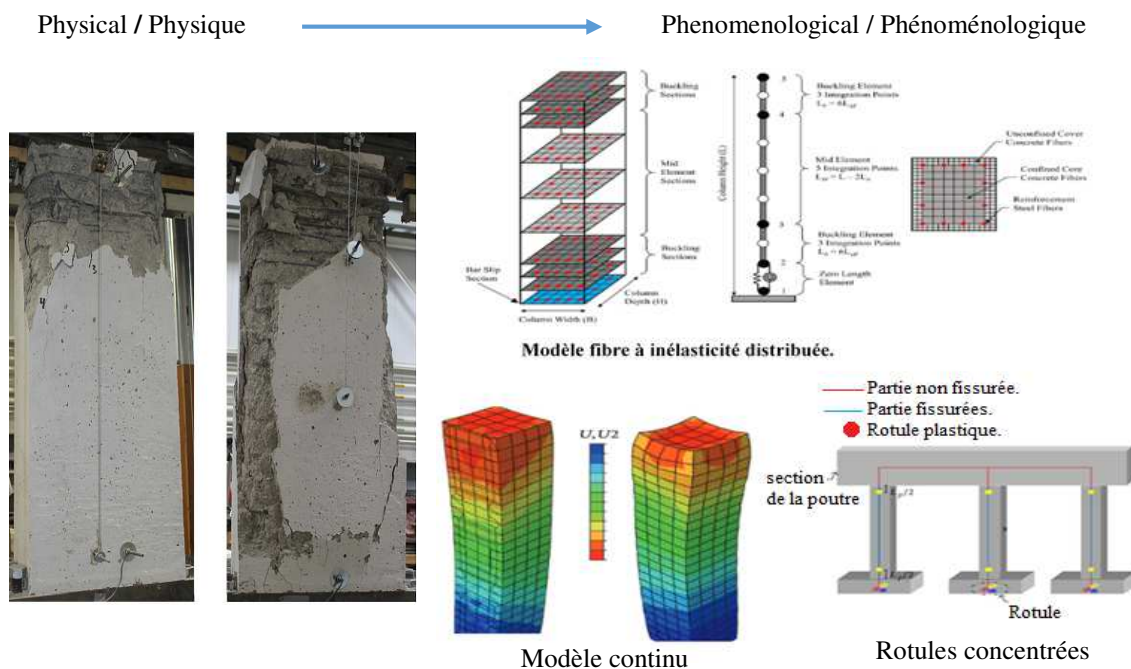


Figure 4.1 : Différents type de model pour une simulation numérique (web).

a)- Modèles continus « continuum-Model :

Un modèle continu est un modèle composé de différents types d'éléments finis (linéaires, surfaciques ou volumétriques) utilisé pour simuler ; le béton (matériau), les armatures longitudinales et transversales lesquels les modèles de comportements constitutifs sont associés (courbes de contrainte-déformation non linéaires du béton et de l'acier). Ces derniers représentent divers phénomènes non linéaires. Les modèles continus n'imposent généralement pas de modes de comportements prédéfinis et cherchent plutôt à simuler la mécanique, la physique des matériaux des éléments constituant le model. Ils ne requièrent pas de définition de la rigidité, de la résistance ou de la capacité de déformation, car ces effets sont intrinsèquement pris en compte dans le modèle à travers la déclaration des propriétés des matériaux figure 4.2 [9].

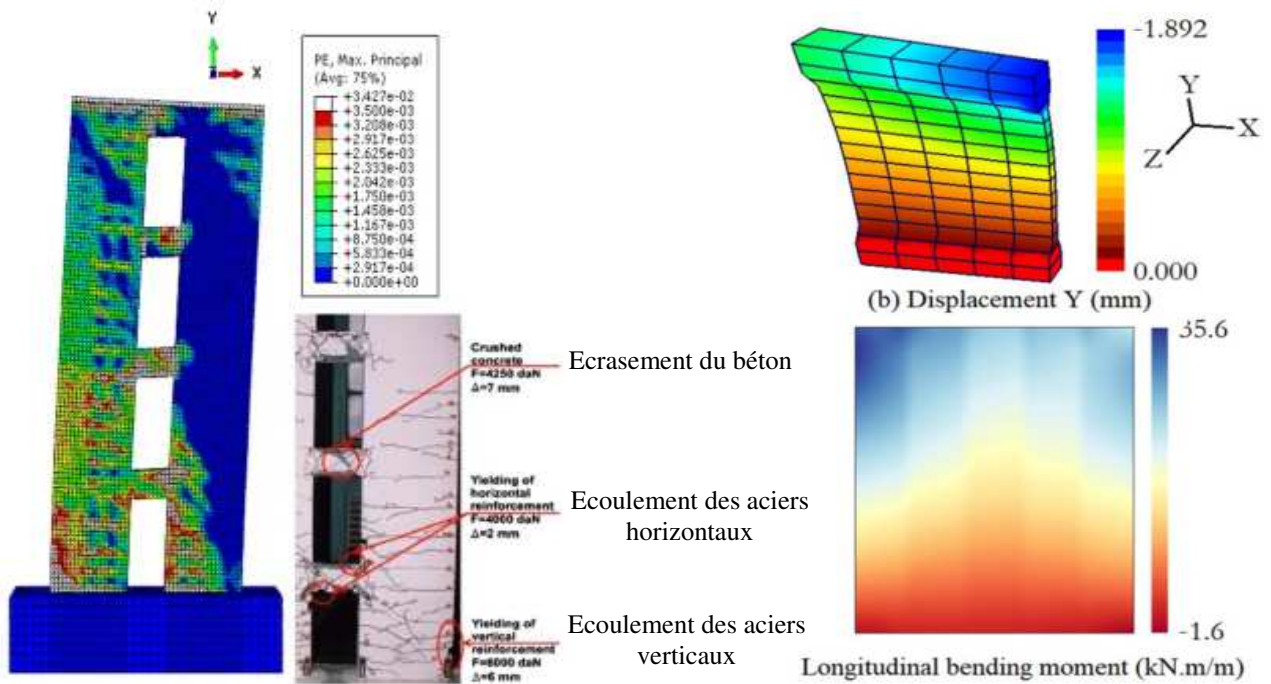


Figure 4.2 : Model continu « éléments finis a)- éléments surfacique, b)- éléments solides.

b)- Modèles à plasticité concentrée :

Ce sont des modèles à plasticité localisée ou concentrée (rotule plastique concentrée) dans lesquels l'action non linéaire est localisée en certains points de la structure et les fonctions non linéaires entre les diverses actions et les déformations correspondantes sont assignées à ces points. Le comportement de ces modèles est entièrement tributaire de la description phénoménologique de la réponse force-déformation globale du composant de l'élément et ce modèle de comportement non linéaire devrait correspondre au comportement force-déformation observé et aux données d'essai hystérétique des tests expérimentaux figure 4.3.

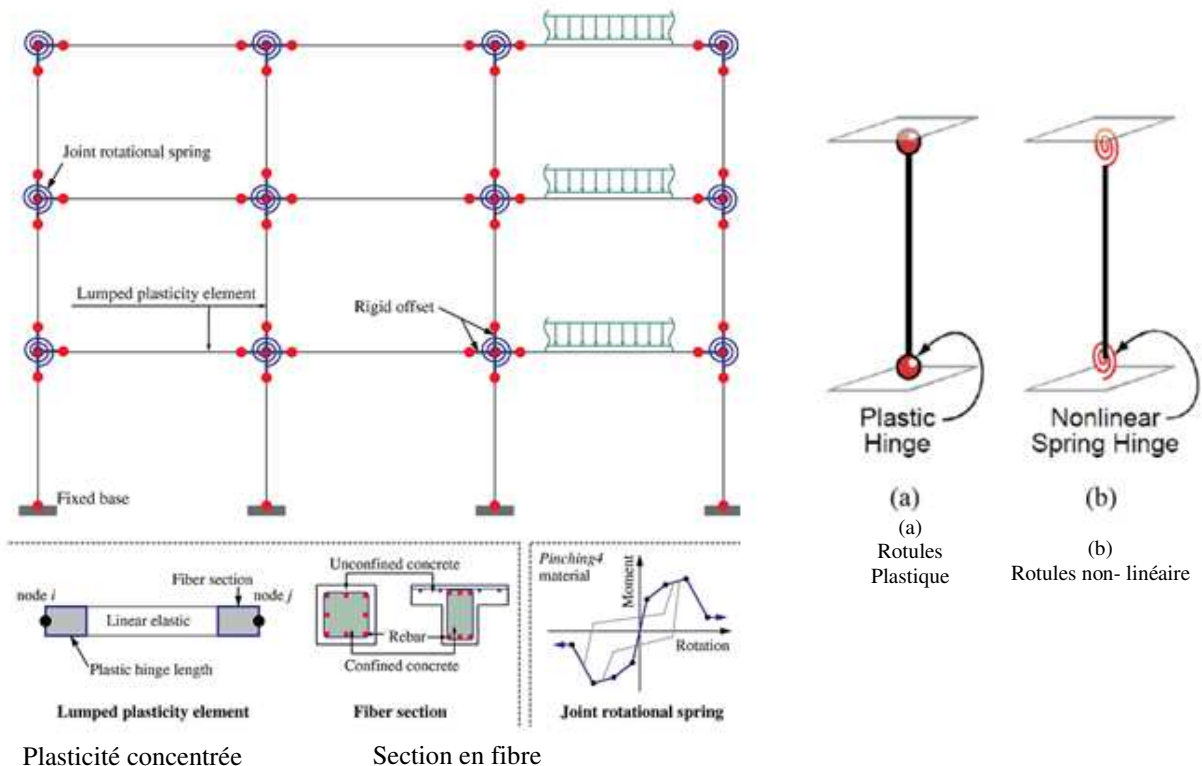


Figure 4.3 : Modèles à plasticité concentrée : a)- rotule plastique, b)- non linéaire rotule de type ressort.

c.- Modèles à plasticité distribuée :

Les modèles à plasticités distribuées, à l'instar de « élément fibre », peuvent capturer explicitement certains aspects du comportement non linéaire alors que certains effets sont capturés implicitement. A titre exemple, les courbes non linéaires de contrainte-déformation des matériaux peuvent être définies pour capturer des aspects importants de la non-linéarité des matériaux, cependant, l'intégration des contraintes et des déformations de flexion à travers la section transversale et le long de l'élément est considérée implicitement [2]. Ces modèles appliquent généralement certaines hypothèses de comportement les sections planes restent planes après déformations figure 4.4.

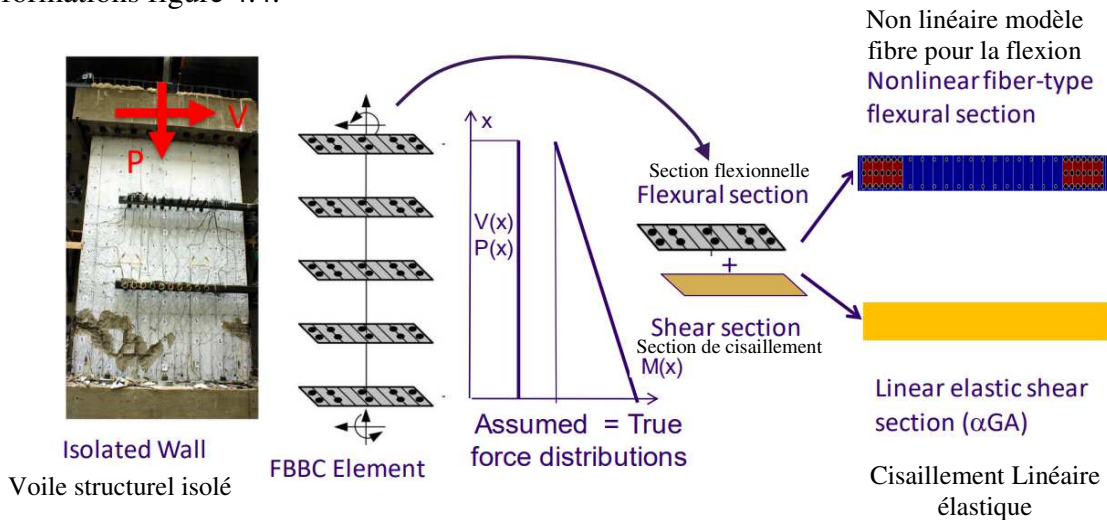


Figure 4.4 : Modèles à plasticité distribuée de type éléments fibres [2].

d.- Les modèles à rotules concentrées Vs Les modèles à plasticités continues et distribuées :

- Les modèles à plasticité continue ou distribuée peuvent saisir avec plus de précision des comportements tels que le début de la fissuration du béton et de la déformation de l'acier, mais ils peuvent être limités dans leur capacité à capturer la dégradation de la résistance, le flambage des barres d'armature et le mode rupture par cisaillement. Pour les modèles à plasticité continue « éléments finis » la calibration classique du modèle n'est pas nécessaire. Dans la pratique, ils nécessitent une certaine calibration phénoménologique pour tenir compte du comportement qui n'est pas pris en compte par la formulation [9].

- Les modèles à rotule concentrée, peuvent capturer les effets de la dégradation de la résistance, mais d'une manière plus empirique (ils s'appuient plus sur l'observation et les tests). Ils sont hautement caractérisés par des fonctions non linéaires fondamentales qui décrivent le comportement structurel. Ils se basent sur une calibration du comportement global. En revanche, les modèles d'éléments finis ou d'éléments fibres s'intéressent davantage à un calibrage au niveau du matériau. Dans les codes et normes de construction actuels, les modèles à rotules concentrées sont également plus cohérents dans la vérification des états limites liés aux résultantes de contraintes ou forces et aux déformations localisées (déformations de la zone de plastification « rotule » figure 4.5.

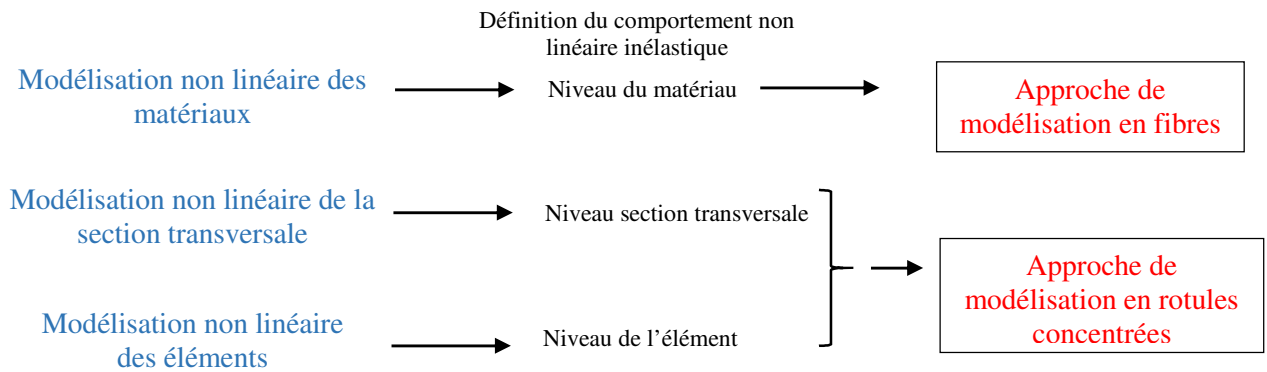


Figure 4.5 : Différentes approches de modélisation à différentes échelles [9].

4.1.2.- Demande Analyse Vs. Capacité Analyse :

Dans la plupart des cas, l'analyse structurelle est utilisée pour calculer les valeurs de la demande, évaluer sa performance et Il est également possible d'utiliser la même analyse pour calculer ces valeurs de capacité. [5]

- Demande de force. C'est le type d'analyse la plus couramment utilisée. L'analyse est conduite pour calculer les moments de flexion, les forces de cisaillement, etc. des éléments composant la structure. Les capacités correspondantes sont obtenues à partir de codes normatif ou d'autres règlements en vigueur

- Demande de déformation. Elle est utilisée pour conduire des analyses inélastiques. Le contrôle de l'incursion dans le domaine inélastique se fait par la détermination des valeurs de rotation des rotules plastique, les déformations dû au cisaillement, etc. Les capacités correspondantes sont obtenues à partir des codes normatifs ou les directives telles que l'ASCE 41 [3].

- Capacité de résistance. Elle basée sur les résultats de L'analyse numérique, plutôt que sur testes expérimentaux. Elle est utilisée pour estimer la résistance d'une structure ou d'un élément structural.

- Capacité de déformation. Elle aussi se base sur l'analyse, plutôt que sur l'expérimentation. Elle est utilisée pour estimer la relation force-déformation d'un élément structural (ou éventuellement la relation charge-déplacement d'une structure). À partir de cette relation, on peut estimer la déformation maximale qui peut être imposée à l'élément (c'est-à-dire sa capacité de déformation).

4.1.3.-Analyse Élastique Vs. Inélastique [5] :

L'analyse structurelle utilise des relations entre les forces et les déformations ou les déplacements correspondants. Le terme "relation force-déformation" est utilisé pour un composant structurel dans un modèle d'analyse. La "force" peut être la force axiale dans une barre, le moment de flexion dans une rotule plastique, la force de cisaillement, la contrainte normale, la contrainte de cisaillement, etc. selon le type de composant [13]. La "déformation" correspondante peut être une extension axiale, une rotation de la rotule plastique, etc. La relation charge-déplacement d'une structure complète dépend des relations force-déformation de ses composants. La relation force-déformation pour un composant structurel typique peut être présentée figure 4.6 [4]. (Elle est similaire pour le cas charge-déplacement) :

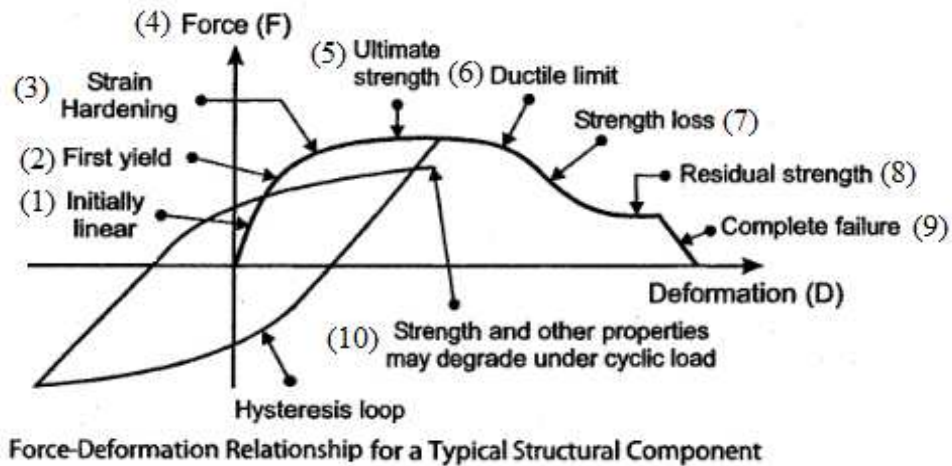


Figure 4.6 : Relation force-déformation pour un composant structurel typique [13].

Les phases clés de cette relation sont les suivants :

- (1) Comportement initial qui est essentiellement linéaire ;
- (2) Première limite d'élasticité, en un point qui peut ou non être bien défini.
- (3) Une région de résistance croissante (écrouissage).
- (4) Résistance ultime.
- (5) Limite ductile, en un point qui peut ou non être bien défini.
- (6) Perte progressive de résistance.
- (7) Résistance résiduelle, où la résistance se stabilise.
- (8) Rupture complète possible.
- (9) Déchargement-rechargement cyclique, avec une boucle d'hystérésis.
- (10) Dégradation cyclique, où la rigidité, la résistance et/ou la ductilité se détériorent progressivement.

Dans la figure 4.6, le composant a un comportement linéaire (ou presque linéaire) jusqu'à la première limite d'élasticité. Le comportement dans cette région est essentiellement élastique, ce qui signifie que lorsqu'une force est appliquée au composant, il en stocke de l'énergie de déformation, et lorsque la force est supprimée, cette énergie est récupérée. Si la force exercée sur le composant dépasse la limite d'élasticité, le comportement devient non linéaire et inélastique. Pour un comportement inélastique, seule une partie de l'énergie est récupérée lorsque la force est supprimée. Le travail effectué dans un composant inélastique lors de sa déformation est en partie dissipé, sous forme de travail plastique, de frottement, d'énergie de fracture, etc. Un composant inélastique sera toujours non linéaire.

4.1.4.-Relation Force- Déformation pour une déformation monotonique [5] :

La forme générale de la relation F-D est la même pour les différents éléments constituant une structure. Les détails, cependant, peuvent être différents, et il peut y avoir une incertitude substantielle sur ces détails Figure 4.6.

a. – Comportement initial « linéaire »

Pour un élément en acier qui est essentiellement élastique jusqu'à ce qu'il atteigne sa limite d'élasticité, le comportement initial peut être linéaire malgré un large spectre de forces. Pour un élément en béton armé qui se fissure avant sa limite d'élasticité, le comportement initial peut être essentiellement non linéaire, comme l'illustre la figure 4.7(a). Cependant, une fois qu'un élément en béton se fissure, s'il est déchargé et rechargé, le comportement initial peut être sensiblement non linéaire. Une barre d'acier présentant de faibles contraintes résiduelles aura tendance à avoir un moment d'élasticité bien défini en traction (elle peut se déformer en compression).

b. – Zone d'augmentation de résistance « écrouissage » :

Si un composant se déforme progressivement, il y aura souvent une réduction progressive dû à l'écroutissement. Les éléments en béton armé ont tendance à avoir ce type de comportement. Si un élément a une limite d'élasticité restreinte, il peut se déformer, éventuellement avec une rigidité d'écroutissement à peu près constante sur une plage importante, comme le montre la figure 4.7(b).

c.- Résistance optimale :

Un élément (ou composant) aura presque toujours une résistance ultime qui ne peut être dépassée, en général, cette résistance est atteinte après une quantité modeste de déformation inélastique et d'augmentation de la déformation. Après qu'un composant ait atteint sa résistance ultime, il peut maintenir cette résistance sur une plage de déformation importante, de sorte que la relation F-D présente un "plateau de résistance" où la résistance est essentiellement constante. C'est ce qu'illustre la figure 4.7(c). Certains composants peuvent continuer à gagner en résistance jusqu'à ce que la déformation soit importante, comme le suggère la figure 4.7(b).

d. – Limite de ductilité « une limite difficile à définir »

La plupart des éléments ont une ductilité limitée en un moment de l'histoire du chargement ils vont perdre leurs résistances. La cause de cette perte de résistance peut être par écrasement du béton, la rupture d'un boulon ou d'une soudure dans un assemblage, etc. Le point auquel la quantité et/ou le taux de perte de résistance devient significatif est appelé "limite de ductilité". Parfois, ce point est appelé la "capacité de déformation" de l'élément, une capacité de déformation est une déformation qui peut être comparée à une demande de déformation correspondante pour calculer un rapport D/C. Ce rapport peut être proche ou non de la limite ductile.

e.- Perte de résistance :

La perte de résistance est généralement progressive, sur une plage de déformation importante, mais elle peut être rapide, comme dans la figure 4.7 (e). Pour un composant fragile, la perte de résistance peut être brusque.

f.- Résistance résiduelle :

Certains composants peuvent redistribuer les contraintes de manière interne après avoir perdu leur résistance et se stabiliser à une résistance "résiduelle". Par exemple, si une poutre en acier perd de sa résistance due à la compression de sa partie supérieure (l'aile), le moment de flexion résiduel peut être le moment résistant en ignorant la partie déformée de l'aile. La résistance résiduelle peut être comprise entre environ 80 % de la résistance ultime à zéro, selon la forme du composant et la nature du matériau.

g.- Dégradation totale :

Pour de très grandes déformations, même un élément très ductile peut perdre toute sa résistance. Si un élément atteint sa résistance résiduelle, on suppose souvent qu'il conserve cette résistance jusqu'à il arrive à une certaine déformation "ultime" soit atteinte, puis subitement il perd rapidement toute sa résistance. Cela peut se produire lorsqu'un composant en acier se fracture ou qu'un composant en béton se fissure et s'écrase par compression lorsque qu'il perd totalement sa résistance. Ceci est particulièrement vrai en cas de chargement cyclique. Pour tout élément, tel qu'une poutre, un poteau ou un voile-structurel en béton armé, le comportement au-delà de la limite ductile ne sera connu que très grossièrement [5] figure 4.7. *En conclusion, il est dangereux de se baser sur les résultats d'une analyse qui prend l'effondrement total de la structure comme limite d'analyse. Cela ne signifie pas qu'il n'est jamais utile de considérer l'effondrement comme un état limite, mais que cela doit être fait avec beaucoup de prudence et de scepticisme.*

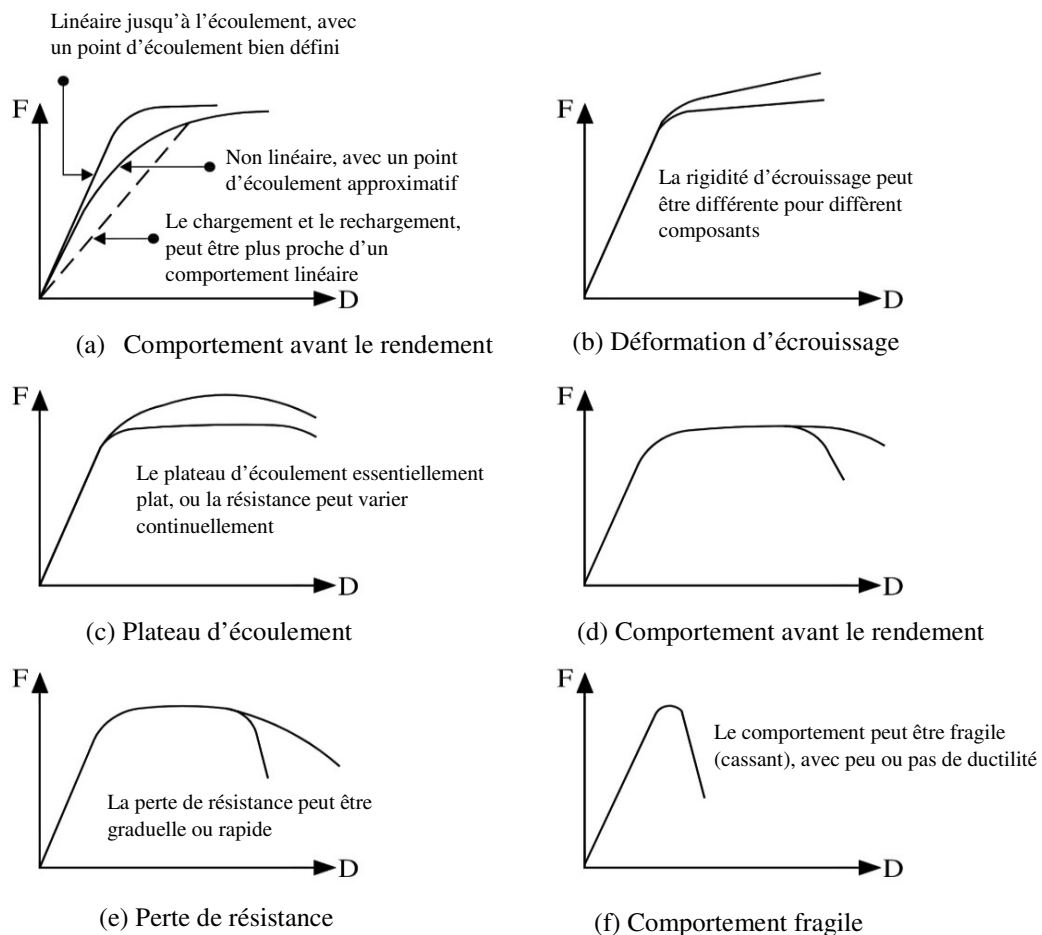


Figure 4.7 : Différents cas de comportement [5]

4.1.5.- Conception basée sur la résistance (analyse élastique) :

L'approche traditionnelle de la conception structurelle consiste à rendre la structure suffisamment solide pour résister aux charges externes avec un comportement essentiellement élastique. Il est également important de satisfaire aux exigences d'aptitude au service, ce qui implique généralement de fournir une rigidité suffisante pour contrôler les déflexions et les vibrations. Dans le cas d'une conception basée sur la résistance, l'analyse structurelle peut être élastique, et son objectif principal est de calculer les demandes de force sur les composants structurels. Les capacités de force correspondantes sont obtenues, dans la plupart des cas, à partir des formules des codes de conception. La capacité de force obtenue à partir d'une formule de code est généralement légèrement inférieure à la résistance ultime réelle. Si la demande en force dans un seul élément est proche de sa capacité, il peut y avoir une déformation inélastique importante de cet élément. Si une proportion importante des composants d'une structure est proche de ses capacités de force, il peut y avoir une déformation inélastique significative de la structure dans son ensemble. Par conséquent, le comportement d'une structure peut être considérablement inélastique sous les charges de conception, et l'analyse élastique n'est pas nécessairement toujours assurée [5].

4.1.6.- Conception basée sur la résistance conduite par une analyse inélastique :

La conception basée sur la résistance conduite par une analyse élastique s'intéresse à la résistance au niveau des composants et la résistance de la structure dans son ensemble n'est pas explicitement calculée. Il existe une autre approche à partir de laquelle la résistance totale de la structure est déterminée. Cette méthode utilise la charge externe comme demande et la résistance de la structure comme capacité. Avec cette alternative, la demande est connue et l'analyse structurelle est utilisée pour déterminer sa capacité. Il s'agit d'une manière plus directe de garantir une résistance suffisante d'une part et d'autre part, et elle a le potentiel de produire des conceptions plus économiques, cependant, elle n'est pas pratique pour la plupart des structures, pour les raisons suivantes [5] :

- La capacité de résistance calculée d'une structure peut dépendre grandement des hypothèses de modélisation. Une approche possible est de modéliser (ou d'essayer de modéliser) chaque mode de comportement qui pourrait contribuer de manière significative à l'effondrement de la structure, cela inclut des modes de comportement relativement simples comme la flexion inélastique dans les poutres (formation de rotules plastiques), des modes plus complexes comme le flambage des éléments structuraux verticaux, et des modes très complexes comme le cisaillement inélastique dans les voiles-structuraux en béton armé ;
- Une approche plus pratique consiste à limiter délibérément les modes de comportement qui contribuent à l'effondrement. Par exemple, le cisaillement inélastique dans les voiles-structuraux en béton armé peut être empêché, en exigeant que la résistance au cisaillement soit suffisamment grande pour que le comportement de cisaillement inélastique ne puisse jamais se produire, et le modèle d'analyse est plus simple et plus fiable ;
- Même lorsque la conception par capacité est utilisée, le calcul direct de la résistance de la structure nécessite une analyse inélastique, qui est beaucoup plus complexe et coûteuse que l'analyse élastique.

Un modèle élastique peut être créé sur la base d'estimations approximatives de sections d'éléments, et peut facilement être mis à jour lorsque ces derniers sont déterminées avec plus de précision (de nombreux programmes informatiques le font automatiquement). Cela n'est pas toujours le cas pour un modèle inélastique.

4.1.7.- Déformation élastique et plastique :

La relation F-D d'un élément présente souvent une région initiale linéaire où le comportement est élastique. Lorsqu'un composant est chargé au-delà de la plage élastique, sa déformation est généralement considérée comme partiellement élastique et partiellement "plastique", comme le montre la figure 4.8 [5].

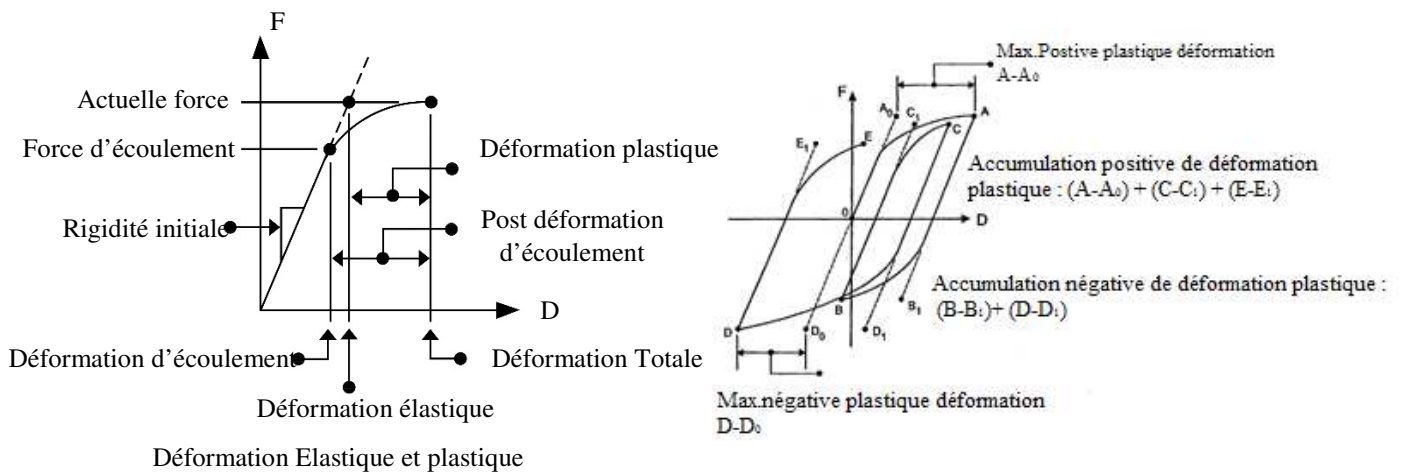


Figure 4.8 : Maximum déformation plastique et cumulée [13].

La relation F-D de la figure 4.8 est initialement linéaire et elle a un point d'écoulement assez bien défini. La déformation élastique est la force actuelle divisée par la rigidité initiale. La déformation plastique est la déformation totale moins la déformation élastique. La figure montre également la déformation "post-élasticité", qui est un peu plus importante que la déformation plastique.

a.- Le terme "plastique" est correct lorsqu'il s'applique à la déformation ductile des métaux. D'autres causes de comportement non linéaire, telles que la fissuration et le frottement, ne sont pas strictement plastiques. Cependant, le terme "plastique" est pratique et il est couramment utilisé quelle que soit la cause du comportement non linéaire.

b.- Si un écrouissage dans la relation F-D prend naissance après la limite d'élasticité, il y a une différence entre la déformation plastique et la déformation après limite d'élasticité, comme le montre la figure 4.8. Il peut y avoir une certaine confusion quant à savoir laquelle doit être utilisée, mais, la différence est souvent minime. Par exemple, considérons le cas où la résistance à la première limite d'élasticité est de 75 % de la résistance après écrouissage, et où la déformation plastique est 3 fois supérieure à la déformation élastique. Dans ce cas, la déformation après déformation est 3,25 fois plus importante que la déformation élastique, ou 8 % plus importante que la déformation plastique. Compte tenu des nombreuses incertitudes et approximations, une différence de 8 % n'est pas à écarter.

c.- La relation F-D peut être significativement non linéaire, même pour de petites valeurs de F, et peut donc ne pas avoir un domaine élastique bien défini ou une rigidité initiale bien définie. C'est souvent le cas pour les éléments en béton armé. Pour l'analyse élastique, il est nécessaire de choisir une rigidité initiale effective. Si la déformation plastique est utilisée comme mesure de la capacité en demande, on peut choisir comme mesure la déformation plastique maximale, la déformation plastique accumulée ou une combinaison des deux. Il est à noter que la déformation accumulée est importante pour un chargement cyclique que pour le cas d'un chargement monotone, pour des raisons pratiques courantes qui consistent à utiliser la déformation maximale pour la demande en déformation, et à tenir compte indirectement de la déformation cyclique en la comptabilisant dans la capacité de déformation (si l'on s'attend à plus de déformation cyclique, la capacité de déformation est réduite). Cette procédure est utilisée dans la norme ASCE 41[3].

La quantité de déformation plastique est souvent exprimée par un "rapport de ductilité", μ . Cette expression a l'avantage d'être sans dimension figure 4.9.

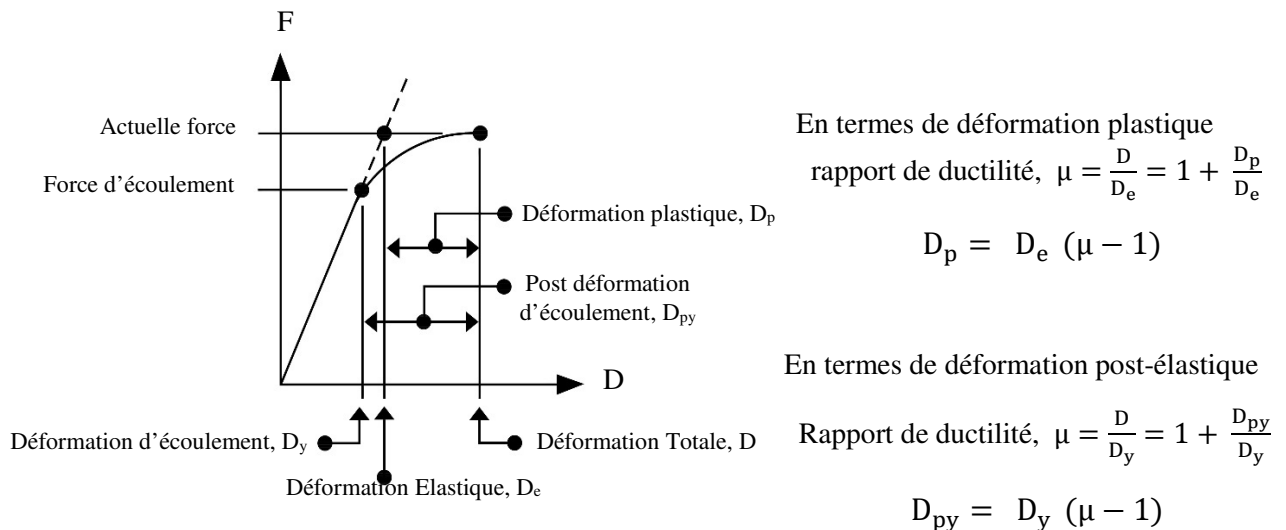


Figure 4.9 : Rapport de ductilité [5].

Comme indiqué précédemment, la différence entre la déformation plastique et post-plastique déformation peut être faible. Cependant, cette différence peut avoir un effet substantiel sur le coefficient de ductilité. Par exemple, considérons à nouveau le cas où la résistance à la première limite d'élasticité est de 75% de la résistance actuelle, et où la déformation plastique est 3 fois supérieure à la déformation élastique. Dans ce cas, le rapport de ductilité exprimé en tant que (déformation totale)/(déformation élastique) est de $(1 + 3)/(1) = 4$, et exprimé en tant que (déformation totale)/(déformation à la première limite d'élasticité) il est de $(1 + 3)/(1) = 4$. (Déformation totale)/ (Déformation) à la première limite d'élasticité, il est de $(1 + 3)/(0,75) = 5,33$. C'est 33% de plus. Il est donc important d'être cohérent dans la définition des ratios de ductilité. Le rapport (déformation totale)/ (déformation à l'élasticité) doit être utilisé [5].

4.1.8.-Estimation du comportement inélastique :

Le degré d'un comportement inélastique permis pour une structure peut dépendre du niveau de performance demandé. Pour la conception parasismique, trois niveaux de performance couramment utilisés sont les suivants Figure 4.10 [3] :

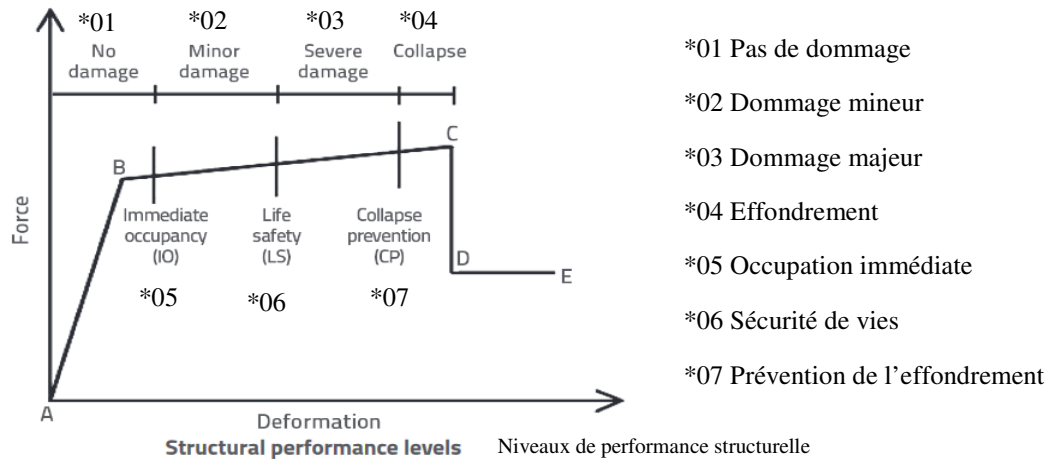


Figure 4.10 : Inélastique déformation admissible pour différents niveau de performance [3].

(1) Occupation immédiate (Immediate-Occupancy) (IO) : Seul un faible comportement inélastique est autorisé, comme l'indique la figure 11. L'analyse élastique devrait être suffisante.

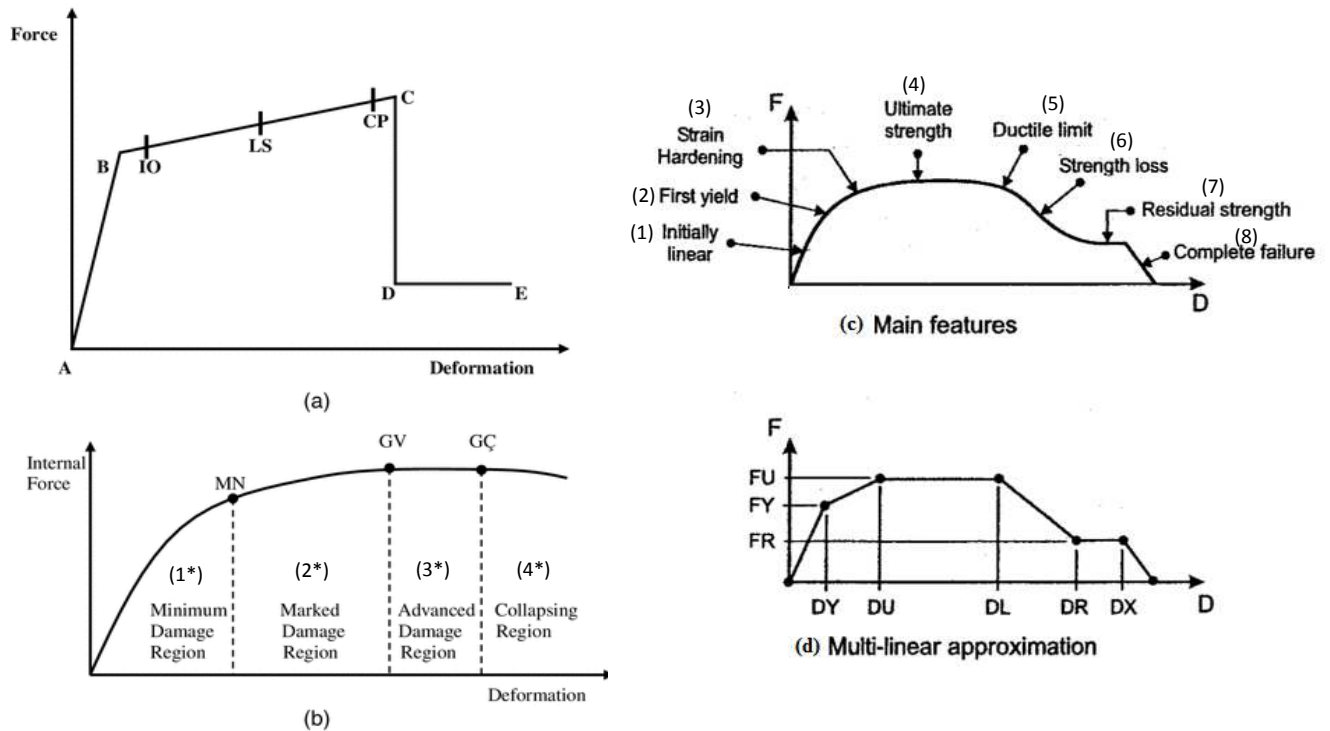
(2) Sécurité des personnes (Life-Safety), (LS) : Un comportement inélastique important est autorisé. L'analyse élastique peut être suffisante, mais l'analyse inélastique peut être justifiée. Un modèle inélastique doit tenir compte de la limite d'élasticité et de la résistance ultime des composants structurels et faire des hypothèses raisonnables sur les points suivants :

La déformation par écrouissage : dans cette phase on peut s'attendre à ce que les boucles d'hystérésis soient assez simples à ce niveau de déformation, avec une dégradation modeste de la rigidité et de la résistance.

(3) Prévention des effondrements (Collapse-Prevention) (CP) : Un comportement inélastique substantiel est autorisé, proche de la limite ductile, voire le dépassant pour certains composants. Les boucles d'hystérésis peuvent être complexes à ce niveau de déformation, avec une dégradation substantielle.

4.1.9.- Relation Force-Déplacement dans la norme ASCE41 :

L'ASCE 41 est une norme utilisée pour la réhabilitation sismique (Retrofit) des bâtiments existants ou nouveaux bâtiments. Elle a été publiée en 2006, après des publications antérieures et des "pré-normes", notamment ATC 40 [6](1996), FEMA 273 (1997) [7] et FEMA 356 (2000) [8]. L'ASCE 41 [3] fournit des directives de modélisation pour l'analyse inélastique et l'évaluation des performances. L'un des principaux atouts de l'ASCE 41 [3] est qu'elle recommande des capacités de déformation pour un large éventail de composants structurels, pour les niveaux de performance Occupation Immédiate (IO), Sécurité des Vies (LS) et Prévention des Effondrements (CP). (Le terme "capacité de déformation" et nommé dans l'ASCE 41[3], "critère d'acceptation pour les procédures non linéaires") figure 4.11.



- (1*) Zone de dommage minimum
- (2*) Zone de dommage apparents
- (3*) Zone de dommage avancé
- (4*) Zone d'effondrement

- (1) Comportement initial.
- (2) Première limite.
- (3) Une région de résistance croissante (écrouissage).
- (4) Résistance ultime.
- (5) Limite ductile.
- (6) Perte progressive de résistance.
- (7) Résistance résiduelle, où la résistance se stabilise.
- (8) Rupture complète possible.

Figure 4.11 [3], [5] :

- a) ASCE 41 courbe Force-déformation.
- b) Dommage et niveau de performance.
- c) Principaux stations de déformation.
- d) État limite de la courbe Force-déformation.

L'ASCE 41[3] recommande également des " paramètres de modélisation ", définis essentiellement sous une forme de relation F-D, avec absence de directives concernant la modélisation des boucles d'hystérésis. Comme le montre la figure, l'ASCE 41 [3] utilise le terme " déformation plastique " pour toute déformation qui se produit après la limite d'élasticité. Donc il s'agit d'une déformation post-élastique probable, et non d'une déformation plastique réelle. La déformation plastique donnée par l'ASCE 41 [3] est un peu plus importante que la véritable déformation plastique en outre L'ASCE 41 [3] fournit d'excellents conseils, mais son utilisation nécessite une maîtrise et des connaissances approfondies dans la conduite des analyses non linéaires.

4.1.10.- Cycle de chargement et de déchargement et boucles d'hystérésis :

La figure 4.12(a) [11] montre une boucle "complète", où la forme de la boucle est la même que celle de la relation F-D de base. La figure 4.12(b) montre une boucle qui présente une "dégradation de la rigidité". Dans cette boucle, la rigidité du déchargement et du rechargement est inférieure à la rigidité de la relation F-D de base. L'aire de la boucle est une mesure de la quantité d'énergie inélastique qui est dissipée sous déformation cyclique [5]. La boucle de la figure 4.12(b) a une aire plus petite que celle de la figure 4.12(a), donc la dégradation de la rigidité entraîne également une dégradation de l'énergie. La figure 4.12(c) montre une boucle "pincée". Il peut y avoir une dégradation de la résistance ainsi qu'une dégradation de la rigidité, comme le montre la figure 4.2. Les deux types de dégradation peuvent se développer progressivement, l'ampleur de la dégradation augmentant avec le nombre de cycles de déformation, comme le montre la figure 4.12(d). La résistance de certains éléments augmente sous l'effet de la déformation cyclique, comme le montre la figure 4.12(e).

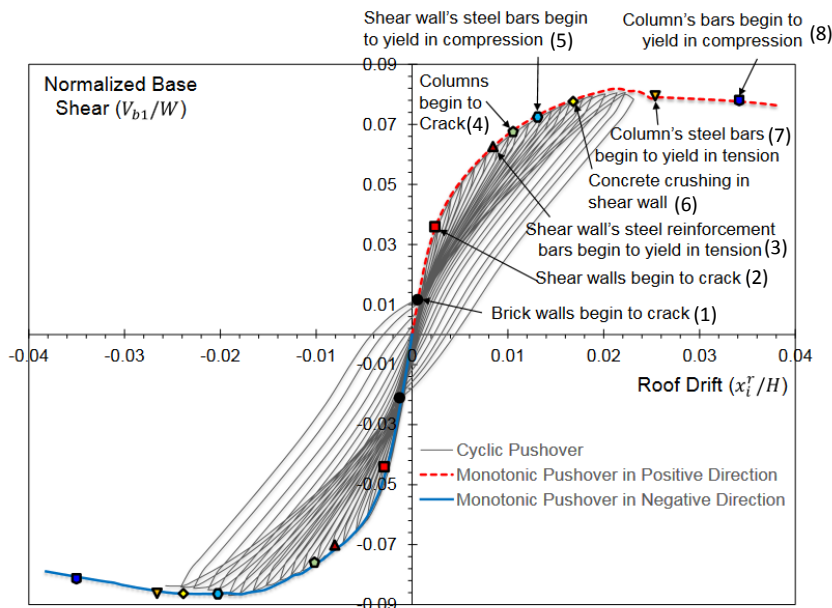
La dégradation peut être affectée par une perte de résistance, comme l'indique la figure 4.12(f). Si un élément est déformé au-delà de sa limite de ductilité dans une direction, et que la déformation est ensuite inversée, la résistance dans la direction opposée peut ou non être réduite.

Comme dans le cas d'un voile-structurel élancé en béton armé lorsqu'il perd sa résistance par tension au niveau de la rotule plastique, lorsque la déformation en flexion est inversée, les fissures se referment, le béton entre en compression, mais il ne s'écrase pas nécessairement. Par conséquent, l'écrasement dans une direction peut avoir peu d'effet sur la résistance à la flexion dans l'autre direction. (Il peut y avoir un certain effet, car le béton a été fissuré et peut ne pas être aussi résistant en compression lorsque les fissures se referment. De même, l'armature supérieure a probablement cédé en tension et peut se déformer lorsqu'elle est soumise à la compression. Ceci n'est qu'une indication du comportement complexe qui peut se produire en cas de déformation cyclique). D'autre part, si un voile en béton est déformé de manière inélastique en cisaillement et perd de sa résistance dans une direction, il peut très bien avoir perdu sa résistance dans la direction opposée. L'effet de la déformation cyclique est souvent illustré à la figure 4.12(g). Cette figure montre la relation F-D pour un composant qui n'est chargé que de façon monotone, ainsi que la relation effective après que le composant a été soumis à plusieurs cycles de déformation. La déformation cyclique peut réduire la résistance du composant et aussi sa ductilité et l'effet sera généralement progressif, la dégradation augmente avec le nombre de cycles.

4.1.11.-Boucles d'hystérésis :

Relation entre courbe Force-Déformation (Backbone-Curve) et boucles d'hystérésis :

Dans la littérature, les chercheurs ont proposé des dizaines, voire des centaines, de modèles différents pour les boucles d'hystérésis. Certains sont relativement simples, d'autres suivent des règles géométriques plus complexes. Afin d'exploiter d'une manière optimale les boucles d'hystérésis il est judicieux de commencer par une relation force-déformation "de base" et de greffer la boucle d'hystérésis dans cette relation figure 4.12 [9].



- (1) Fissure dans la maçonnerie.
- (2) Fissure au niveau des voiles-structuraux.
- (3) l'acier dans les voiles-structuraux commence à s'écouler.
- (4) Fissure au niveau des poteaux.
- (5) l'acier dans les voiles-structuraux commence à s'écouler par compression
- (6) Ecrasement du béton des voiles-structuraux.
- (7) Ecoulement des barres dans les poteaux par traction.
- (8) Ecoulement des barres dans les poteaux par compression.

An example of the progression of structural damage as obtained from the monotonic and reversed-cyclic pushover analysis procedures.

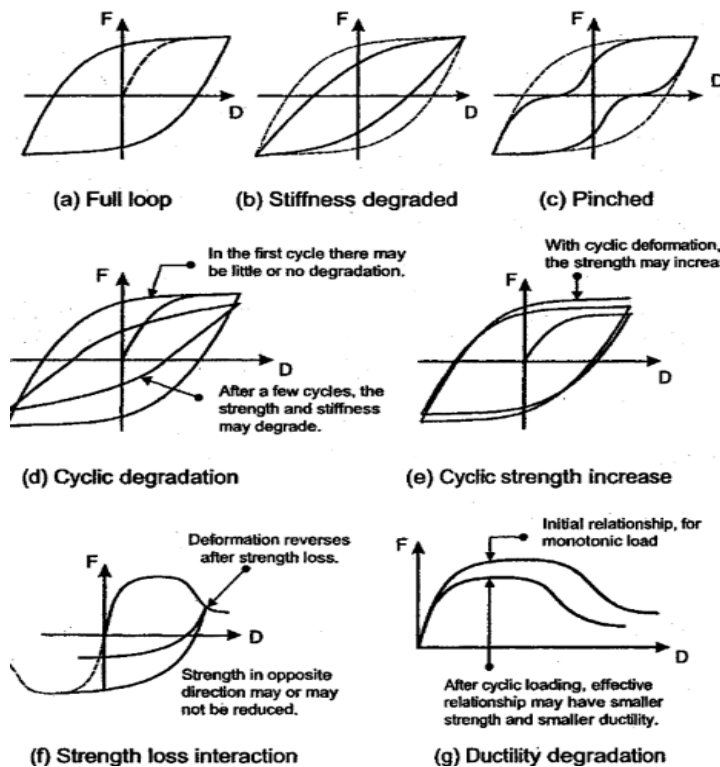


Figure 4.12 : Relation entre courbe Force-Déformation (Backbone-Curve) et Courbes d'hystérise [9].

a.- Importance de la dégradation de la rigidité : L'ampleur de la dégradation varie en fonction du type de l'élément. Pour un élément donné, l'importance de la dégradation de la rigidité est susceptible d'augmenter à mesure que la déformation maximale augmente. Pour une déformation cyclique après une perte de résistance, il est probable que la dégradation de la rigidité soit importante, comme le montre la figure 4.12b.

b.- Type de dégradation de la rigidité : La figure 4.12b-c-d montre trois types différents de dégradation de la rigidité, tous avec la même quantité de dégradation de l'énergie (le même rapport entre la surface de la boucle et la surface d'une boucle non dégradée). Dans le premier cas, la rigidité se dégrade immédiatement lors du déchargement, alors que dans le second cas, la rigidité ne se dégrade pas immédiatement. Dans ces deux cas, la rigidité diminue progressivement. Le troisième cas montre une boucle pincée où la rigidité diminue et ensuite augmente.

c.- Perte de résistance par interaction : S'il y a perte de force dans une direction, la force peut ou non être affectée dans la direction opposée.

d.- Boucles partielles : La plupart des expériences de déformation cyclique considèrent des amplitudes de déformation progressivement croissantes, avec des boucles d'hystérésis complètes. Les charges dynamiques réelles sont susceptibles d'imposer des déformations avec des amplitudes plus aléatoires, et des boucles d'hystérésis partielles.

4.1.12.- Boucles d'hystérésis dans CSI PERFORM-3D :

Le programme d'analyse structurelle PERFORM-3D [10] du CSI utilise, pour la plupart des composants (poutre, voile poteaux... etc), une boucle d'hystérésis qui est greffé à une relation courbe F-D et utilise une méthode relativement simple et flexible pour tenir compte de la dégradation de la rigidité. La principale caractéristique du modèle est que la dégradation de la rigidité n'est pas spécifiée directement. Au lieu de cela, la quantité de dégradation de l'énergie est spécifiée, et la rigidité est dégradée pour fournir le rapport requis entre la surface des boucles dégradées et non dégradées figure 4.13(d).

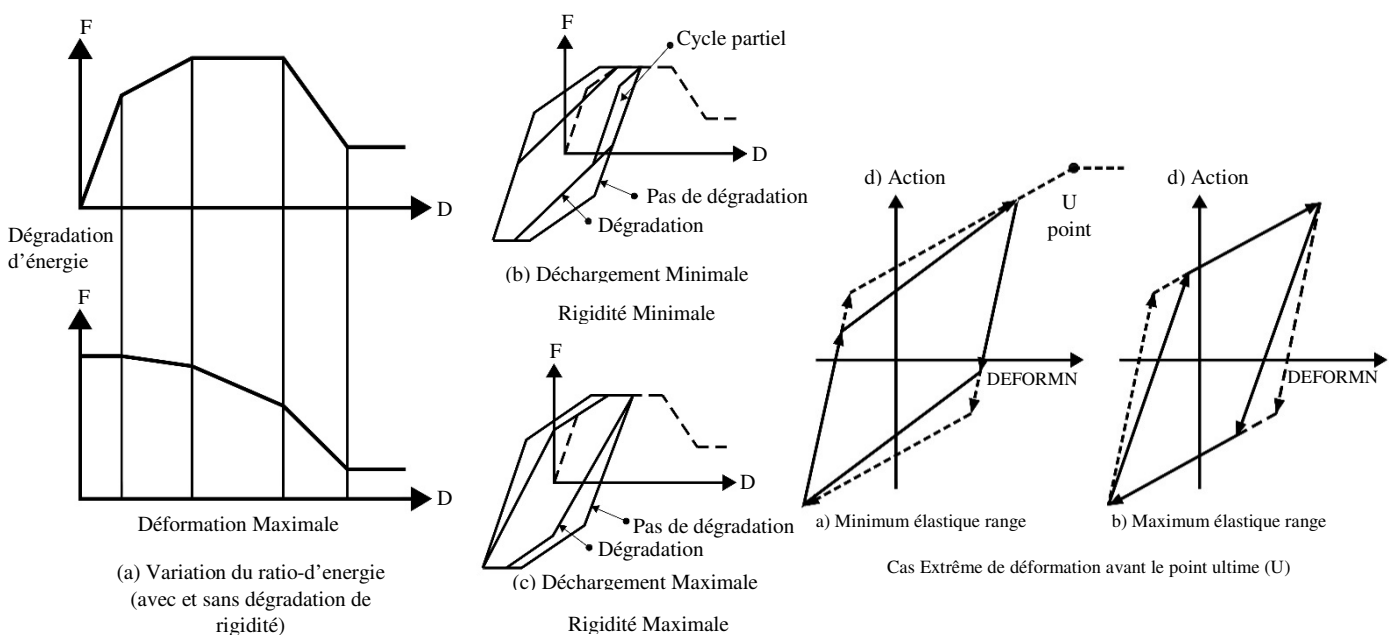


Figure 4.13 : Boucles hystérise dans CSI PERFORM-3D

Pour tenir compte de la dégradation de l'énergie, une relation est spécifiée entre la quantité de dégradation et la déformation maximale qui a été imposée à l'élément, comme le montre la figure 4.13(a). En général, la quantité de dégradation de l'énergie augmente avec la déformation maximale.

- (1) Le type de dégradation de la rigidité peut varier entre les deux extrêmes illustrés aux figures 4.13(b) et (c). À l'un des extrêmes, la rigidité de déchargement est égale à la rigidité d'origine et, afin d'obtenir la dégradation d'énergie requise, cette rigidité s'applique sur une petite plage de force. A l'autre extrême, la rigidité de déchargement est minimale, et cette rigidité s'applique sur une large gamme de forces.
- (2) Pour une boucle partielle figure 4.13(b), il y a une certaine dissipation d'énergie inélastique. Pour une plage de déformation inférieure à celle de la plage de déchargement, le déchargement et le rechargement suivent la ligne de déchargement et il n'y a pas de dissipation d'énergie. Pour une relation F-D linéaire curviligne, et pour certains modèles de boucles d'hystérésis basés sur des relations multilinéaires, l'énergie peut être dissipée pour des cycles aussi petits. La quantité d'énergie dissipée peut affecter la réponse d'une structure sous charge dynamique, et il est généralement appelé "amortissement".
- (3) Si la déformation maximale dans une direction quelconque dépasse la limite ductile, de sorte qu'il y a perte de résistance, l'effet sur la résistance dans la direction opposée peut varier entre aucun effet et a effet Égal [5].

4.1.13.- Rotule à longueur nulle « Rigid-Plastic Fiber Hinge » :

Il est possible de modéliser une rotule rigide-plastique « de longueur nulle », en utilisant "rigid-plastic fibers" [11]. La plastification d'une telle rotule ne se produit pas lorsque la première fibre atteint sa limite d'écoulement mais, la rotule reste rigide jusqu'à ce qu'elle forme directement un mécanisme. Pour une rotule dans un élément poutre, cela signifie que :

- a) Il y a une déformation dans toutes les fibres sauf une laquelle la rotule tourne autour de cette fibre.
- b) Toutes les fibres se déforment et que la rotule a des déformations indépendantes en flexion et en compression (axiale).

- Pour une rotule dans un poteau, un mécanisme se forme lorsque toutes les fibres cèdent, ou toutes les fibres cèdent sauf une, ou toutes les fibres cèdent sauf deux. *Dans le cas d'un voile-structurel en béton armé elle est utilisée pour tenir en compte de l'effet de pénétration des déformations à la base.*

4.1.14.- Position de l'axe neutre dans une section fissurée et non fissurée :

Si la relation F-D pour l'analyse élastique est multiaxiale, cela signifie que la relation est définie par une matrice de rigidité, et non par une seule rigidité (ou flexibilité), figure 4.14.

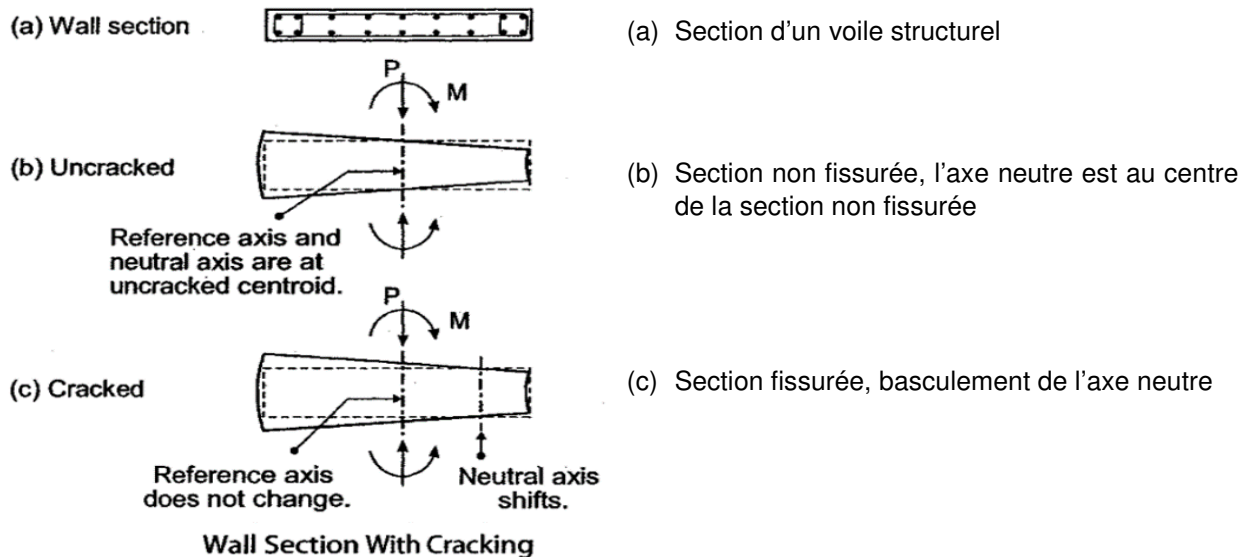


Figure 4.14 : Changement de position de l'axe neutre dans une section fissurée (interaction) [13].

Si la matrice est diagonale, il n'y a pas d'interaction de rigidité et la relation multiaxiale peut être séparée en un certain nombre de relations uni-axiales non couplées [12]. Si la matrice comporte des termes hors diagonale, il y a interaction et le comportement multiaxial est fondamentalement différent du comportement uni axial.

La figure 4.14 montre un voile en béton armé, habituellement, l'axe de référence pour établir la rigidité élastique est l'axe centroïde de la section non fissurée (les effets axiaux et de flexion sont découplés et la matrice de rigidité est diagonale). Cependant, si le béton se fissure, l'axe neutre de la section transversale change de position, par conséquent, la flexion du voile-structurel provoque une extension axiale au niveau de l'axe de référence, et il existe une interaction de rigidité entre les effets axiaux et de flexion. Mais, comme les sections transversales sont plus compactes dans les poutres et les poteaux, le déplacement de l'axe neutre est plus faible et l'interaction de la rigidité a un effet moins important que dans un voile-structurel.

4.1.15.-Prise en compte de l'effet de cisaillement dans les voiles-structuraux :

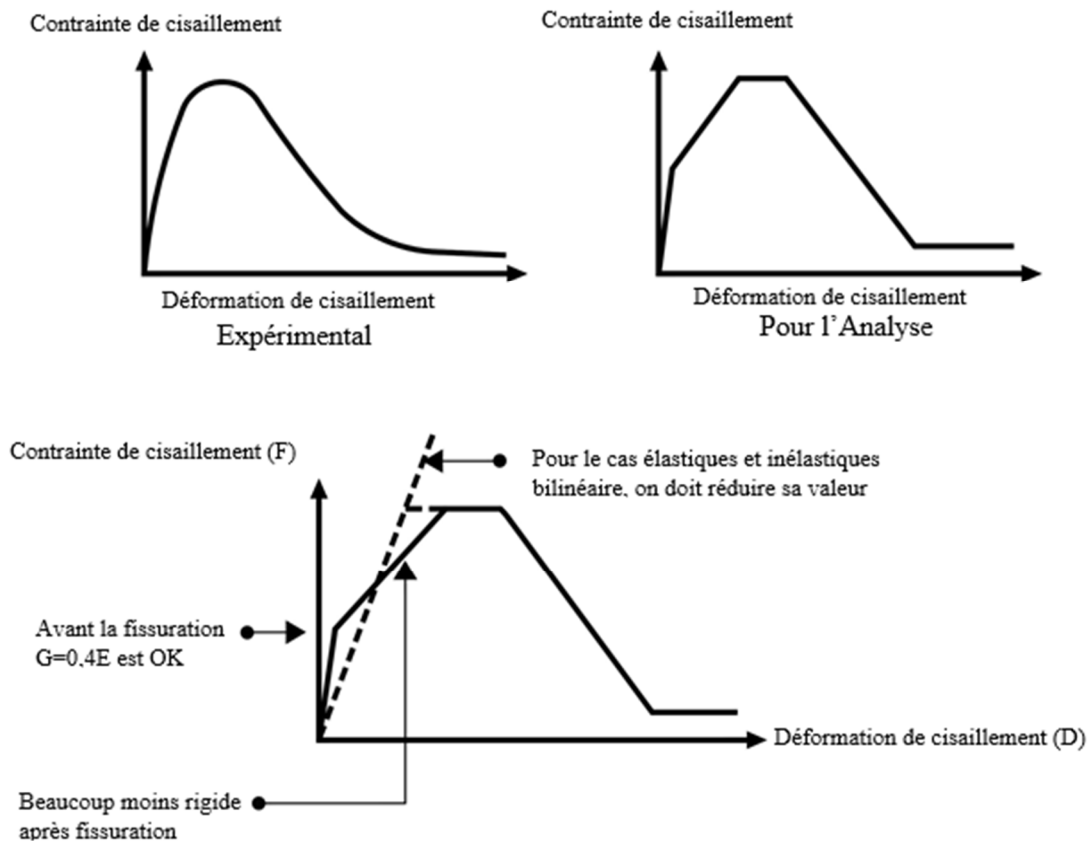


Figure 4.15 : Relation F-D de cisaillement L'ASCE41 spécifié $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$

L'effet de cisaillement dans le model de l'élément poutre est introduit comme une série de « rotule de cisaillement» le long de la longueur de la poutre, et non en parallèle (dans le cas normal et que l'effet de cisaillement est pris comme étant élastique) figure 4.15, dans le cas d'un voile-structuel il est introduit via la rigidité de cisaillement, qui elle dépend du module de cisaillement et de l'épaisseur du voile-structuel.

4.1.16.- Différentes approches de modélisation d'un voile-structuel :

Un élément voile en béton armé peut être modélisé de différentes manières. Bien qu'il soit possible de le modéliser par des d'éléments linéaires, il est généralement préférable d'utiliser des éléments finis surfaciques comme illustré dans la figure 4.16a [5]. Il est préférable de considérer le comportement de la flexion hors plan comme étant élastique (in-plane) en prenant en compte les trois principaux modes d'action :

- (1) Le comportement inélastique avec interaction P-M, est simulé par des fibres parallèles à la direction de la paroi verticale de l'élément, une section de fibres est utilisées pour modéliser le béton et d'autres pour l'acier.
- (2) Le comportement élastique de P et M dans la direction horizontale. (Secondaire pour les voiles de bâtiments élancés) est modélisé en utilisant des fibres élastiques horizontales ou on spécifiant les valeurs EA et EI.

(3) Le cisaillement, est considéré comme suit : Comme le montre la figure 4.16b, l'élément peut être considéré comme ayant plusieurs couches distinctes pour chaque mode d'action (P-M-V), chaque couche est un composant, et ces composants agissent en parallèle.

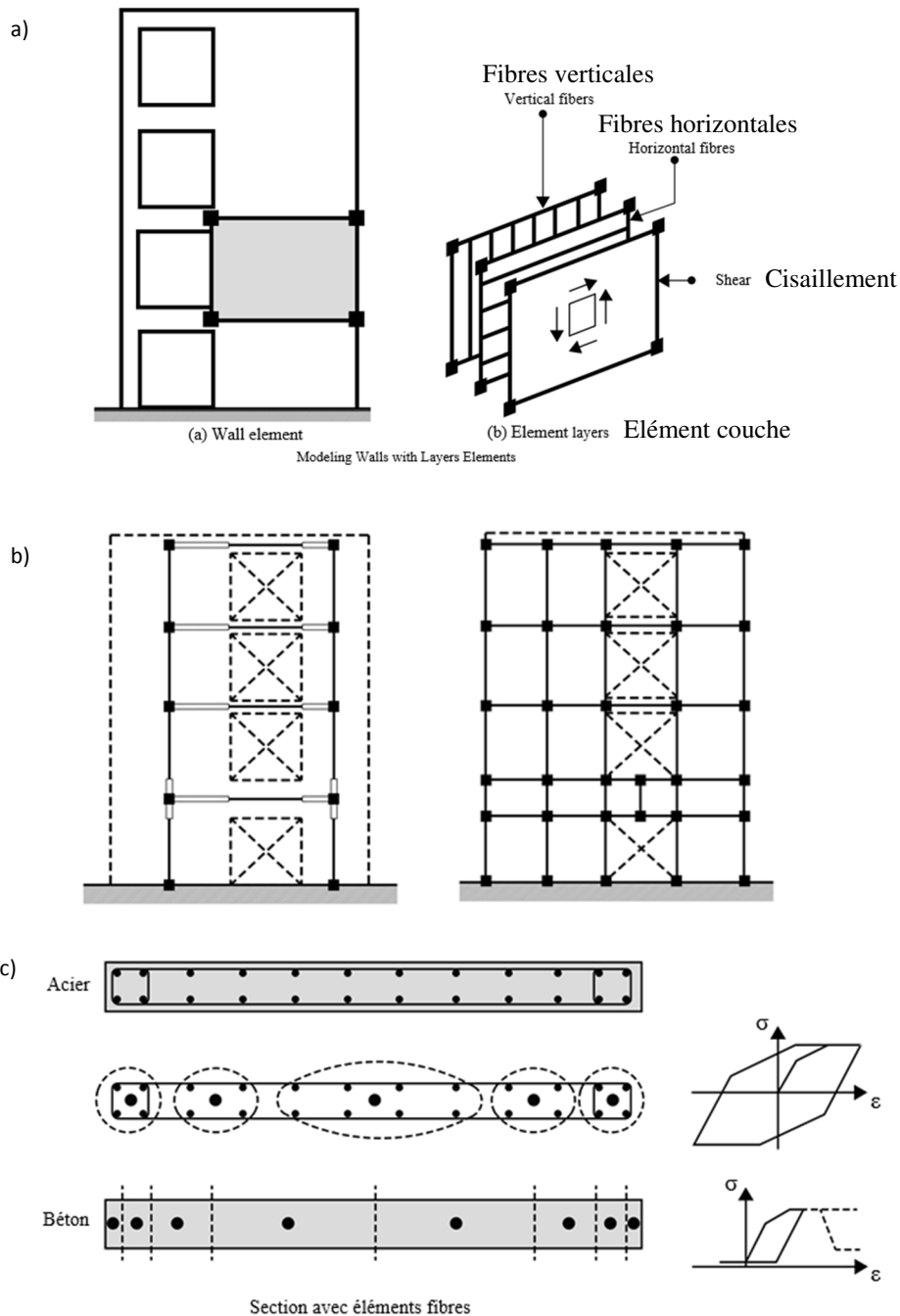


Figure 4.16 : Modélisation d'un voile-structurel par : a) Eléments-Couches, b) Elément-cadre et Elément-finis c) Elément Fibres [5]

Le comportement inélastique en cisaillement est introduit par une à une relation uni-axiale entre la contrainte de cisaillement et la déformation de cisaillement, avec une résistance indépendante de P et M. Compte tenu des complexités de l'interaction entre l'effort axial, le moment de flexion et le cisaillement, un modèle de cisaillement uni axial relativement simple peut être le modèle le plus approprié pour des fins pratiques.

Références:

- [1] J. Malley, J. Heintz Engineering Published 2008 ATC-72 of the PEER Tall Buildings Initiative: Interim Guidelines on Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings.
- [2] Laura N. Lowes, Dawn E. Lehman, Anna C. Birely University of Washington 2010 ,Behavior, Analysis, and Design of Complex Wall Systems.
- [3] ASCE 41-17 "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings." Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, (2017).
- [4] CSI [2011] *PERFORM-3D User Guide*, Version 5. Computers & Structures Inc., Berkeley, California. Fajfar, P. and Fischinger, M. [1990] "Mathematical modeling of RC structural walls for nonlinear seismic analysis," *Proc. European Conference on Structural Dynamics (2)*, Bochum, Germany, pp. 471-478.
- [5] G. H. Powell - Modeling for Structural Analysis Behavior and Basics-Computers and Structures (2010).
- [6] ATC Applied Technology Council November 1996.
- [7] Emergency Management Agency 7, no. 2 (2000). NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA PUBLICATION 273)
- [8] FEMA Prestandard, "commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356)." Washington, DC: Federal
- [9] Hamza Mazhar, Fawad Ahmed Najam, Luqman Ahmed, Hafiz Zain Akram NUST Institute of Civil Engineering (NICE) National University of Sciences and Technology (NUST) H-12 Islamabad, Pakistan Nonlinear Modelling and Analysis of RC Buildings using ETABS (v 2016 and onwards).
- [10] Powell, G. "CSI's "Perform Components and Elements Building," (2006).
- [11] Kristijan Kolozvari, Carlos A. Arteta, *ACI Structural Journal* · November 2018 "Matias Hube Comparative Study of State-of-the-Art Macroscopic Models"
- [12] Powell, Graham Harcourt. Detailed Example of a Tall Shear Wall Building: Using CSI's PERFORM 3D Nonlinear Dynamic Analysis: Nonlinear Modeling, Analysis and Performance Assessment for Earthquake Loads. Computers & Structures Incorporated, (2007).
- [13] Powell, G. "CSI's "Perform Based Design using Nonlinear Analysis .Seminar Notes" (2006).

« Modélisation Etat d'Art Partie 02 »**MODELISATION EN MACRO-ELEMENTS DES STRUCTURES
CONTREVENTEES PAR VOILES- STRUCTURAUX EN B.A « ETAT D'ART»****4.2.- Introduction :**

La modélisation des comportements non linéaires des structures contreventées par voiles en béton armé a fait l'objet de plusieurs recherches expérimentales et analytiques. L'intérêt porté à ce type structures et leurs efficacités à résister aux efforts horizontaux et à développer une grande rigidité en le comparant aux autres systèmes de contreventements. Dans le but de bien comprendre la réponse du comportement non linéaire des structures contreventées par des voiles en B.A, l'investissement dans les simulations numériques et les essais expérimentaux est le chemin le plus efficace et le plus sûr, afin de comprendre, de cerner le comportement très compliqué des réponses non linéaires des voiles de contreventement. Cette compréhension guidera certainement à normaliser le risque sismique, qui conduira à la préservation des vies humaines et des biens. Pendant les années 1970 et les années 1980, plusieurs essais expérimentaux et analytiques sur les voiles en béton armé ont vu le jour, mais la plus parts d'entre eux n'arrivent pas à décrire correctement le comportement non linéaire de ses derniers. Les études menées par (Aktan and Bertero, 1984 ; Aktan and Nelson, 1988) [1], indique que la raison principale de la non corrélation entre les réponses mesurées et celles prédites et le fait que le modèle mathématique choisie ne reflète pas le comportement non linéaire réel du voile en B.A. L'incursion dans le domaine plastique se fait à travers des méthodes de calcul non linéaires, ces dernières sont exprimées selon ASCE/SEI41-13 [2] sous forme de Force-Contrôlée ou Déplacement-Contrôlé. Cerner la modélisation du comportement non linéaire des structures contreventées par voiles en B.A est une tâche très difficile vu le caractère compliqué et aléatoire que ce soit sur le niveau local ou global. Afin de limiter les erreurs de modélisation et à prise en compte de toutes les réponses inélastiques de ce type de structure il faut prendre en considération les points suivant [3] :

1. La fluctuation de l'axe neutre de la section transversale de voile en B.A ;
2. Basculement du voile en B.A, dû à la Relaxation de ce dernier au niveau de l'ancrage des fondations figure 4.17c ;
3. Interaction entre l'effort normal et le moment de flexion ;
4. Interaction entre l'effet flexionnel et l'effort tranchant ;
5. L'effet d'interaction entre les voiles de contreventement à forte inertie et les autres éléments de contreventement dont la rigidité est inférieure à ceux de voile en B.A figure 4.17b ;
6. L'effet de la rigidité en plan et à l'extérieur du plan du voiles de contreventement « in-plane and out-of-plane stiffness ».

4.2.1- Classe des modèles :

On peut classer, les modèles utilisés, dans la simulation de la réponse inélastique des structures contreventés en voiles en B.A en deux grandes familles ;

4.2.2- Les modèles microscopiques :

Ils sont basés sur la méthode des éléments finis, ils s'intéressent particulièrement aux comportements locaux des structures, le voile en BA, est discrétisé par un ensemble d'éléments finis. pour cela la méthode MEF (Méthode des Eléments Finis), disposent d'une riche bibliothèque d'élément finis 2-D Shell éléments or 3-D Solid éléments, 2-D iso-paramétrique éléments...etc . L'utilisation de ce type de modèle, fournis des réponses locales, qui reflètent fidèlement les observations et les résultats des essais expérimentaux.

Ce cas est valide pour de simples modèles, mais pour des modèles plus complexes, et à plusieurs degrés de libertés, tel que les bâtiments élevés le temps de calcul devient faramineux (des semaines de calcul) et les problèmes de convergence apparaissent fréquemment, ce qui limite leur utilisations pour de simples cas ou à des structure à faible degrés de libertés.

4.2.3-Les modèles macroscopiques :

C'est une idéalisation structurelle analogue qui décrit le comportent total de tout un voiles de contreventement. En comparaison avec les modèles microscopiques, les modèles macroscopiques sont relativement simples et numériquement efficace et avec un temps de calcul réduit. L'approche macroscopique est plus pratique dans la simulation des réponses non linéaire des structures contreventés par voile en B.A, bien que leurs résultats n'égalent pas ceux de l'approche microscopique, ceci est dû à la simplification dans l'idéalisation de la géométrie et le matériau de l'élément. Beaucoup de types de modèles macroscopiques ont été développés ces dernières années et appliqués à l'analyse des ossatures en B.A. Cependant, ces macros modèles ont été établies à partir de différentes hypothèses et théories. Leur exactitude et leur domaine d'utilisation varient de manière significative d'un à modèle à un autre, ce qui incite que leur implémentation dans les calculs doit être bien étudiée afin que les résultats obtenus à partir de ces modèles soit représentatifs et s'accordent avec ceux de l'expérience.

Ce travail relate les progrès et les récents développements des principaux modèles macroscopiques largement implémentés dans la simulation numérique en essayant de montrer les avantages et les inconvénients des modèles les plus utiliser à savoir [3]:

- Vertical-Line-Element Model (VLEM) ;
- Three-Vertical-Line-Element Model (TVLEM) ;
- Multiple-Vertical-Line-Element Model (MVLEM) ;
- 2-D Shear Panel Element Model (2-D SPEM);
- Equivalent Truss Model (ETM);
- The Multi-Layer Shell Element ;
- Fiber-Based Model.

1. One-Vertical-Line-Element Model (OVLEM) « Poteau – Equivalent »:

Le premier modèle simple utilisé pour la simulation des voiles-structurel en B.A date de 1965 (Clough et al. 1965) [4], et il faut attendre jusqu'à 1983 pour voir des modèles plus avancés qui s'intéressent à des structures plus complexes, comme le cas des structures mixtes voile-portique ou (Kabeyasawa et al. 1983) [5], proposèrent, un modèle connu sous le nom de « Poteau – Equivalent » figure 4.17a.

Ce dernier sera suivi par (Vulcano et al. 1988) [6], qui développèrent un autre appelé « Poutre-Equivalente », basé sur le modèle « Poteaux – Equivalent ». En 1990 (Fischinger et al., 1990) [7] proposa le modèle « Poutre – Poteau » qui est la combinaison des deux modèles précédent. Cette approche consiste à simuler le voile-structurel (un seul trumeau plein) en B.A comme étant un seul élément linéaire rapporté à son axe central. Concernant le voile-structurel avec file d'ouverture (deux trumeaux) des liaisons très rigides sont nécessaire pour assurer le monolithisme structurel du modèle. Le modèle (OVLEM) peut être constitué d'un seul composant comme le cas du modèle (Giberson, 1969) [8], de deux composants pour le modèles de (Clough et al. 1965) [3] ou de plusieurs comme dans le cas du modèle de (Takayanagi 1977) [9]. Le modèle le plus utilisé dans la simulation des voile en B.A, est celui du seule composant, il est constitué d'un seule élément centrale dans le comportement est parfaitement élastique et deux ressorts placés aux deux bouts de l'élément qui représente la partie sujette aux comportements non élastique appelée communément « Rotule » dont la longueur et nulle. Ce modèle prend en compte la corrélation entre le moment et la force axiale. L'interaction entre le l'effet flexionnel et l'effort tranchant est introduite en assumant que le ratio de la rigidité élastique de cisaillement sur celui inélastique est égale au ratio de la rigidité élastique flexionnelle sur celle inélastique [3] :

$$\frac{G_{Ai}}{G_{Ae}} = \frac{E_{Ii}}{E_{Ie}} \quad \text{Eq.1}$$

Ou G_{Ae} : rigidité élastique de cisaillement ;

G_{Ai} : rigidité inélastique de cisaillement ;

E_{Ie} : rigidité élastique flexionnelle ;

et E_{Ii} : rigidité inélastique flexionnelle.

La simplicité du modèle (OVLEM) figure 4.17a, offre des gains important dans les temps de calcul, mais l'exactitude des résultats est a discuté. En effet d'importants problèmes et comportement observés dans les essais expérimentaux ne sont pas reflétés dans les résultats donnés par les modèles (OVLEM) utilisés dans la simulation analytique.

1.- Dans les modèles (OVLEM) la rotation de la section, se fait par apport à l'axe neutre et la location de cette axe reste inchangé dans la simulation analytique, par contre les essais expérimentaux montrent que l'axe neutre change de position du fait de l'élongation aux abords de la section soumise des contraintes de traction et un petit raccourcissement aux abords de la section dans les zones sujettes à des contraintes de compression .

2.- La non prise en considération la relaxation aux niveaux de l'ancrage des voiles avec les fondations

3.- La non prise de l'interaction entre les éléments barres (poutres) adjacent juste connectés aux voiles (cas des structure mixte voile-portique), en effet les joint des éléments poutres adjacents connectés aux voiles vont subirent de large déformations dû aux efforts important dans les voile ,ces même éléments poutres sont connectés à des éléments poteaux de l'autre côté vont subirent de faibles déformations ,cette incompatibilité des déformations n'est pas present en considérations dans les modèles analytique de type (OVLEM).

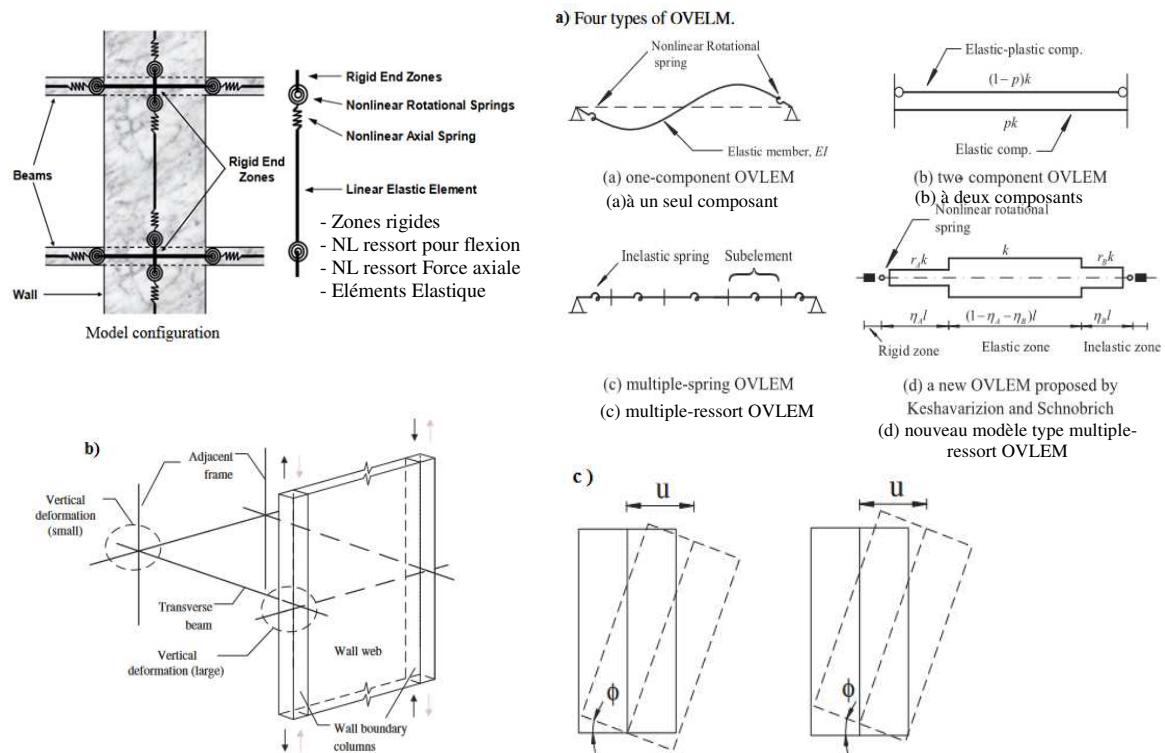


Figure 4.17 : a) Différents modèles analytique de type (OVLEM), b)-Effet de l'interaction d'une structure mixte Voiles-Poteaux (Outriggering interaction), c) problème de basculement [1]

2.-Three-Vertical-Line-Element Model (TVLEM) « Modèle à trois lignes verticales » :

La nécessité de résoudre les problèmes liés à la convergence du modèle analytique (OVLEM) avec les essais expérimentaux. Une autre macro modélisation est proposée par (Kabeyasawa et al. 1983) [5], tiré à partir d'essais sur un spécimen de structure à échelle réelle composée de sept niveaux contreventée par un système mixte portique-voile. Le modèle analytique en question est appelé modèle à trois éléments verticaux « Three-Vertical-Line-Element model (TVLEM) » figure 4.18a. L'idéalisation du voile en B.A. est schématisée par trois lignes verticales (éléments ressorts) avec des poutres infiniment rigides placées en haut et en bas du modèle. Les deux lignes verticales de l'extérieur représentent la rigidité axiale des deux bords de l'élément voile et la ligne de l'intérieur composée de deux éléments ; l'élément ressort verticale représente l'effet flexionnel et l'influence de l'effort normal et l'élément ressort horizontale représente l'effet de cisaillement.

a.- Détermination de la rigidité du voile :

Le voile en B.A. est constitué de trois sous-éléments comme il a été cité ci-dessus, la rigidité des éléments ressorts situés aux abords du modèle est calculée comme celle d'un poteau isolé ordinaire ($k = EA/L$), la rigidité axiale à la compression reste linéairement élastique jusqu'à qu'elle Change de signe et passe d'un effet de compression à un autre de traction, la rigidité élastique est réduite à 90% de la rigidité initiale [1].

La détermination de la résistance à l'effort tranchant développer par le voile en B.A est fournis par l'élément ressort horizontal placé au milieu du modèle, alors la rigidité au cisaillement

initiale K_s , est :
$$K_s = \frac{G \times A_w}{\kappa \times h} \tag{Eq.2}$$

Ou, G: Module de cisaillement;

A_w : la surface du voile ;

κ : facteur de forme pour la déformation au cisaillement

$$\kappa = 3(1+u)[1-u^2(1-v)]/4[1-u^3(1-v)]$$

h : hauteur entre les étages et u, v paramètres géométriques de la fonction de forme « κ ». Pour prendre en compte l'effet cyclique (Kabeyasawa et al. 1983) [5] introduisit dans le modèle (TVLEM) la rigidité axiale hystérétique (ASHM), pour simuler le comportement hystérétique de tous les éléments ressorts verticaux. Pour les éléments ressorts horizontaux et de rotations leur comportement hystérétique est simulé par le modèle « Origin-Oriented Hysteresis Model (OOHM) ».

La dégradation de la rigidité due au cisaillement est prise en compte sans l'influence de la fissuration du béton, par l'introduction de deux éléments ressorts extérieurs. La simulation numérique du comportement des principales caractéristiques des voiles en B.A par macro modèle TVLEM (Kabeyasawa et al. 1983) [5], a montré que les résultats trouvés se rapprochent avec ceux observés dans les essais expérimentaux, notamment le problème de la variation de l'axe neutre de la section, l'effet de relaxation au niveau de la jonction infrastructure et superstructure et l'incidence de l'interaction entre rigidité faible et forte dans le cas des structures mixtes voiles- portiques. Mais le modèle « Three-Vertical-Line-Element model (TVLEM) », enregistre encore des incohérences par rapport aux résultats expérimentaux ; en effet, la profondeur dans la zone de compression située aux abouts du voile et mal représenté, voire incorrecte dans plusieurs cas. Cette lacune influe sur la position de l'axe neutre des zones d'abouts, elle conduit à des incompatibilités de déformations des zones d'abouts (allongement et rétrécissement) et de la zone centrale [4]. Pour résoudre ce problème d'incompatibilité d'une part et raffiner la simulation d'autre part (Vulcanoand Bertero 1986) [10] remplacèrent le modèle «ASHM : Axial-Stiffness Hysteresis Model » par deux éléments axiaux placés en séries. Le modèle fut appelé « AESM : Two-Axial-Element-in-Series Model » figure 4.18c. Le modèle (AESM) est conçu de telle façon que chaque composant est composé de deux éléments au lieu d'un seul, le premier élément est un seul ressort vertical pour simuler la partie du béton non fissuré et l'élément deux est composé de deux ressorts disposés en parallèle l'un pour simuler la fissuration du béton avec la prise en compte propagation de zones d'éclatement et le deuxième ressort pour modéliser l'acier [1].

b.- La longueur de la zone d'éclatement (longueur de la rotule plastique) :

Elle est définie par le paramètre λ sa détermination doit être prise avec précaution vu son influence sur la réponse. En effet, lorsqu'on adopte le MVLEM pour modéliser un voile structural, la sélection de la hauteur du centre de rotation « ch », peut être très difficile. Le paramètre sans dimension « c », est fonction de la distribution de la courbure le long de la hauteur du voile structural, et la valeur de « ch », représente la distance entre le centroïde de la courbe de distribution de la courbure et la base figure 4.19b. Les équations suivantes expriment la définition du paramètre c :

$$\Delta\theta = \int_0^h \phi dx \Delta u = \int_0^h \phi x' dx' = - \int_h^0 \phi (h-x) dx = h \int_0^h \phi dx - \int_0^h \phi x dx \quad \text{Eq.3}$$

$$\Delta u = \Delta\theta h(1-c)ch = \frac{\int_0^h \phi x dx}{\int_0^h \phi dx} = \frac{h \int_0^h \phi dx - \Delta u}{\int_0^h \phi dx} = \frac{h\Delta\theta - \Delta u}{\Delta\theta} \quad \text{Eq.4}$$

Où : ϕ est le centre de la distribution de la courbure et θ est la rotation au centre de l'élément. Si le moment de flexion le long de la hauteur de l'élément est uniformément distribué, « c », est égal à 0,5. S'il s'agit d'une distribution triangulaire, la valeur de « c », passe à 0,3. Mais, comme

la distribution réelle du moment est difficile à prévoir, la sélection de la valeur du paramètre « c », semble être empirique ou même arbitraire. Vulcano et Bertero [1987] [11] ont prouvé que $c = 0,4$ donnerait la meilleure corrélation entre les réponses prédites et mesurées dans leurs études paramétriques.

A. Atmani, Z. Boudaoud , N. Djebbar 2018 proposent la valeur de « c » entre $0.25 \leq L_p \leq 0.63$ ou la valeur de 0.63 est un seuil limite ou au-delà les résultats deviennent incohérents [12]. Cependant, ce modèle reste toujours incapable de décrire correctement le comportement des voiles courts fortement chargés. Linde and Bachmann [1994] [13] figure 4.18d , ont tenté de résoudre le problème d'incompatibilité des déformations, en omettant l'élément ressort de rotation et en rendant le macro-modèle composé de deux éléments ressorts verticaux d'about pour simuler la traction et la compression et un autre au milieu de l'élément pour introduire l'effet flexionnel et un dernier élément ressort placé horizontalement pour prendre en compte la rigidité de cisaillement du voile en B.A.

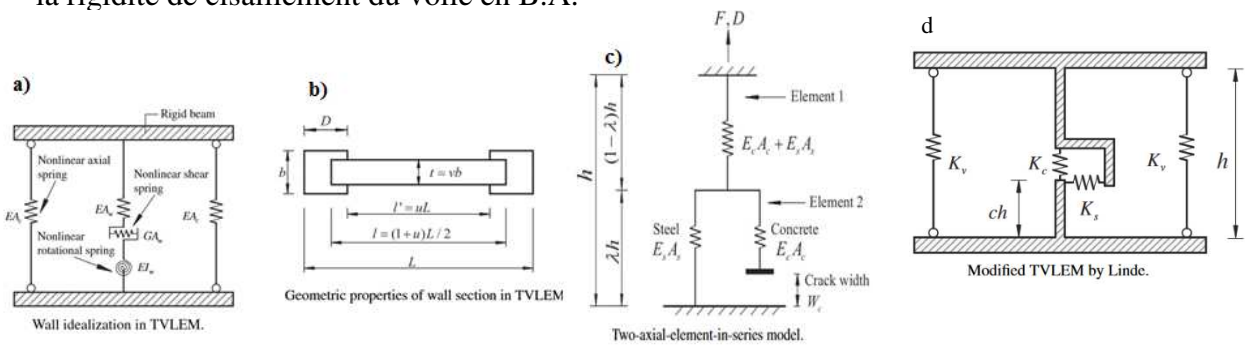


Figure 4.18 [1] : a)-Idéalisation du modèle analytique de type (TVLEM), b)- Propriété géométrique du (TVLEM) c)- Idéalisation du modèle analytique de type (AESM), Modèle analytique de type (TVLEM par Linde)

3. - Multiple-Vertical-Line-Element-Models with and without shear-flexural interaction:

Le modèle MVLEM (Multiple-Vertical-Line-Element-Model) a été initialement proposé par (Kabeyasawa et al. 1983) [5], puis modifié et étendu par de nombreux chercheurs (Orakcal et Wallace 2006) [14]. Dans la formulation originale du MVLEM, le comportement effort axial/flexionnel d'un segment d'un voile structural en B.A est simulé à l'aide d'un certain nombre de ressorts uni-axiaux (macro fibres) reliés à des poutres rigides en haut et en bas des segments de voile-structural, comme l'illustre la figure 4.19a pour les versions bidimensionnelles et tridimensionnelles (2-D et 3-D, respectivement) du modèle. La réponse en cisaillement de l'élément du modèle est découplée des réponses axiales et de la flexion, qui est définie grâce à un ressort horizontal ; l'emplacement du ressort représente également le centre supposé de l'élément ainsi que le centre de rotation supposé de l'élément figure 4.19b. Le MVLEM-FD a été développé et étendu pour prendre en compte l'interaction entre l'effort axial-flexionnel et le cisaillement (Beyer, K. and Priestley, M. J. N 2011) [15], d'une manière couplée par l'introduction d'un ressort horizontal sur chaque ressort vertical (macro-fibre) figure 4.19c ; ce dernier est devenu le model SFI-MVLEM-FD (Shear Flexion Interaction Multiple-Vertical-Line-Element-Model Force-Deformation). Chacun des ressorts horizontaux prend en compte trois mécanismes de cisaillement :

- 1) l'effet de goujon des barres verticales (HSD) décrit par les relations proposées par (Dulacska,1972) [16] ;
- 2) la résistance axiale des barres horizontales/de cisaillement (HSS) définie à l'aide du modèle (d'Elwood et Moehle , 2003) [17];
- 3) l'imbrication des agrégats dans la zone de fissuration effective (HSA) modélisée à l'aide des relations constitutives de (Vecchio et Lai 2004) [18]. L'état actuel de chaque composant du ressort dépend des déformations/déplacements dans la zone de fissuration effective de l'élément qui sont à leurs tours liées aux déplacements actuels des nœuds de l'élément, ce qui permet le couplage entre le comportement axial/flexible et le comportement de cisaillement au niveau de l'élément du modèle. Fajfar et Fischinger (1990) [19], ont utilisé le model MVLEM (MultipleVertical line Element Model) sous forme de pile (superposition successive de MVLEM « Stack ») figure 4.19d, au lieu d'un seul élément. Puis (Fischinger et al. 2004) ont étendu le MVLEM 2-D en un modèle bidirectionnel (3-D) pour tenir compte du comportement non linéaire des parois avec des sections transversales en T et en H.

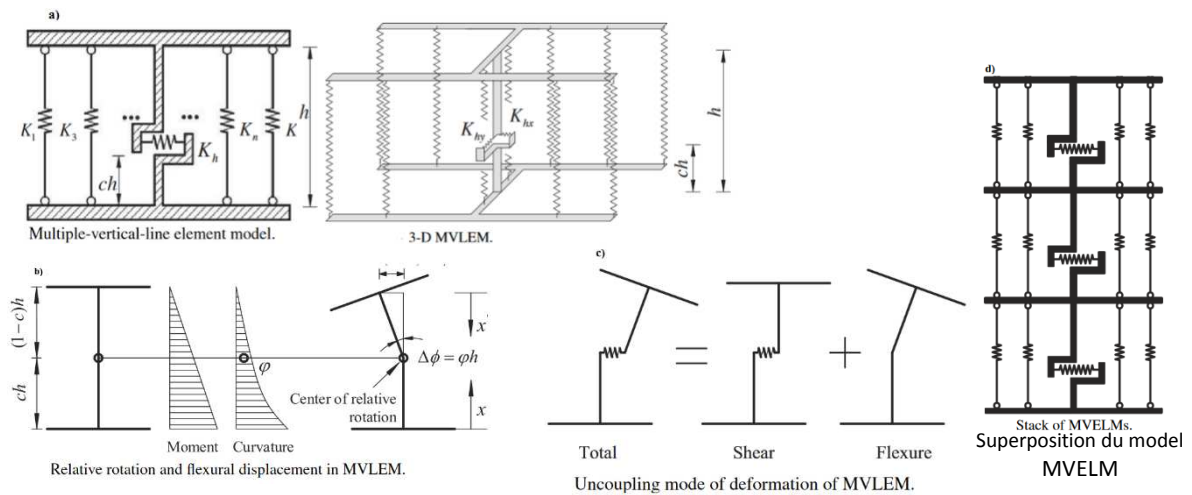


Figure 4.19 [1] : a)- Modèle analytique de type (MVLEM) 2D-3D, b)- Hauteur du centre de rotation « ch »

c) Effet de Cisaillement et flexionnel prise d'une manière découplée, d) Superposition du model « *Stacks model* » (MVLEM)

4-D Shear Panel Element Model (2-D SPEM) « Modèle à Panneaux de Cisaillement » :

Colotti (1993) [20], a ajouté un élément de panneau de cisaillement dans le MVLEM (Multiple Vertical line Element Model) conventionnel. Ce modèle modifié visait à surmonter l'inconvénient du MVLEM, à savoir la mauvaise simulation de la réponse au cisaillement et de l'interaction cisaillement-flexion, en particulier sous des contraintes de cisaillement élevées. L'élément de panneau de cisaillement est basé sur la théorie développée par Vecchio et Collins [1986] [21], également connue sous le nom de théorie modifiée du champ de compression (MCFT). Dans ce modèle de voile-structurel, le ressort horizontal original du MVLEM est remplacé par un élément de panneau de cisaillement, et d'autres éléments verticaux uni-axiaux sont inclus pour représenter les éléments limites. On suppose que l'élément de panneau contient une grille orthogonale de barres d'armature uniformément réparties qui ne résistent qu'aux contraintes axiales (en négligeant l'effet de goujon) et sont soumises aux contraintes axiales uniformes σ_x et σ_y ainsi qu'à la contrainte de cisaillement uniforme τ_{xy} figure 4.20a.

Pour vérifier la fiabilité du modèle modifié, Colotti (1993) [20], a effectué des simulations numériques sur plusieurs voiles structuraux courts ($h_w/l_w \leq 1$) testés par (Vallenas et al.) [22]. Les résultats ont montré une précision acceptable pour les voiles structuraux soumis à un chargement monotone. Cependant, des améliorations sont encore nécessaires pour simuler la rotation à la frontière de l'interface entre voile structurel -fondation, le déplacement des fondations en tant que corps rigide, et d'étendre le chargement monotone à un autre cyclique. Orakcal et Wallace (2006) [14], ont estimé que ce modèle présentait encore des divergences avec les données expérimentales puisque la déformation en cisaillement prédite était environ 20% supérieure à celle mesurée dans certains cas.

En fait le MVLEM modifié ressemble plus à un TVLEM modifié, car l'âme du voile-structurel est simulé par un seul panneau de cisaillement dans lequel la déformation moyenne et identique le long des directions X et Y ; par conséquent, aucune déformation en flexion de l'âme du voile structurel n'est prise en compte.

En conséquence, ce modèle conserve l'incapacité d'incorporer le SFI (Shear Flexion Interaction), et ne capture que l'interaction entre les réponses axiales et de cisaillement. Chen et Kabeyasawa (2000) [23], ont également proposé deux éléments de panneau différents pour représenter l'âme du voile-structurel. L'un d'eux est un élément iso-paramétrique et l'autre un élément non compatible. L'élément iso-paramétrique figure 4.20d, est un panneau à 4 nœuds sous chargement bi-axial et ne peut pas obtenir un résultat satisfaisant de la déformation en flexion. En ajoutant une fonction de forme pour la déformation intérieure de l'élément $N5 = 1 - n2$, la déformation en flexion a été introduite dans l'élément incompatible figure 4.20c. Pour le modèle d'éléments de panneau, un modèle pour le béton tendu est proposé par (Izumo et al 1989) [24] et un modèle d'anti-écrouissage (stress softening) pour les contraintes de compression a été adopté. Une comparaison entre les résultats prédits et expérimentaux sur des voiles structuraux structurels en forme de T testés par (Kabeyasawa et al. 1995) [25] a été effectuée, montrant que pour les voiles structuraux à tendance flexionnelle, **A. Atmani, Z. Boudaoud, N. Djebbar 2021 proposent $l/h > 3.5$ pour un comportement purement flexionnel** [26], la déformation en cisaillement était surestimée par l'élément de panneau iso-paramétrique et que l'élément incompatible fournissait une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux. Pour les voiles-structuraux-courts, à tendance de comportement en cisaillement, des résultats similaires ont été obtenus avec deux modèles d'élément panneau différents. En fait, ces deux derniers modèles sont une combinaison de l'élément panneau en éléments finis (EF) pour l'âme du voiles-structurel et de l'élément macroscopique pour les éléments d'abouts, ce qui entraîne une augmentation significative du temps de calcul par rapport aux modèles classiques TVLEM (Three-Vertical-Line- Element Model) et MVLEM Comparé au VLEM (Vertical Line Element Model).

Le SPEM (Shear Panel Element Model) 2-D figure 4.20c, a rarement été utilisé pour la simulation d'un voiles-structurel isolés ou pour les structures complexes de grande hauteur. Bien que l'interaction de flexion et de cisaillement soit incorporée dans une certaine mesure, ces modèles ne peuvent toujours pas fonctionner correctement lorsqu'il s'agit de décrire les réponses du voile-structurel sous des contraintes de cisaillement élevées.

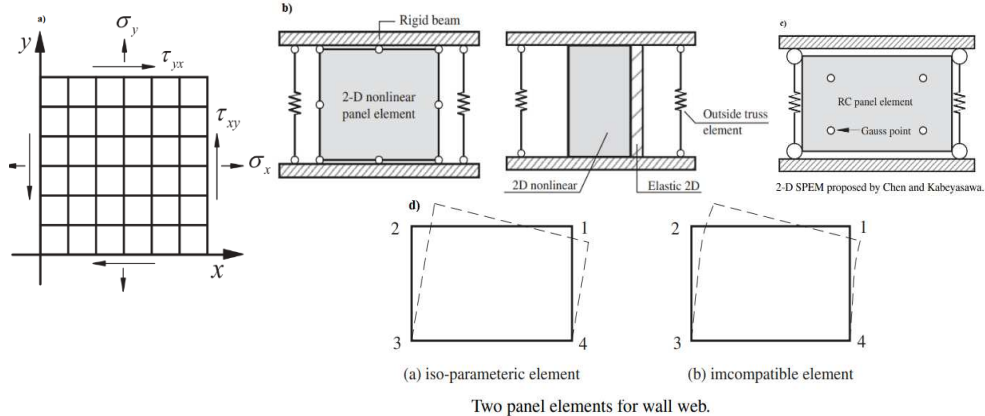


Figure 4.20 : a)- Contraintes σ_x et σ_y et contrainte de cisaillement uniforme τ_{xy} , b)- Propriété du modèle (SPEM 2-D), c)- Déformation du modèle analytique de l'élément incompatible Vs iso-paramétrique élément [1]

5.- Non-Linear Truss Model « Modèle Non Linéaire en Treillis» :

Le modèle non linéaire en treillis (NLTM) proposé par (Panagiotou et al. 2012) [27], est basé sur une approche de type " Strut-and-Tie " (bielle-et-tirant), dans laquelle le voile structurel en B.A est modélisé à l'aide d'éléments non linéaires verticaux, horizontaux et diagonaux, connectés à des nœuds le long desquels sont appliquées des lois des matériaux de béton et d'acier uni-axiaux cycliques ou statique figure 4.21b. La disposition des éléments de treillis diagonaux se ressemblent, mais ne correspond pas nécessairement, aux flux des contraintes de compression principales ou à l'approche de la charge ultime change. Lu et Panagiotou (2014) [28], proposent des angles d'inclinaisons pour bien simuler le flux des contraintes maximales. Chaque panneau de diagonales en béton comprend deux éléments à quatre nœuds, où deux des nœuds relie les éléments diagonaux en béton à la ferme principale, tandis que les autres permettent de connecter un élément de jauge de contrainte virtuelle pour surveiller les déformations normales à la diagonale concernée figure 4.21a. La capacité des éléments diagonaux de la poutrelle en béton est réduite en fonction de la déformation de traction transversale, ce qui permet de coupler le comportement contrainte-déformation en compression de l'élément avec la déformation de traction. Chaque panneau de treillis en béton comprend deux éléments à quatre nœuds, dont deux relie les éléments diagonaux au cadre du treillis principal, tandis que les autres permettent la connections à des éléments fictifs (jauges de contrôle) pour contrôler les déformations normales à la diagonale concernée, figure 4.21b. La capacité des éléments diagonaux est fonction de la déformation transversale, ce qui permet de coupler le comportement de contrainte-déformation en compression de l'élément avec la déformation en traction normale à l'axe de l'élément figure 4.21b. par conséquent, NLTM capture l'interaction entre le comportement axial/flexionnel et l'effet de cisaillement au niveau de l'élément du modèle. Autre propriété qui le distingue par rapport autres modèles macroscopiques et que l'hypothèse des sections planes restent planes n'est pas une condition nécessaire [28], Toute fois, en raison des zones de chevauchement des éléments en béton

verticaux, horizontaux et diagonaux, la rigidité et la résistance (initiales) des voiles structuraux en B.A avant fissuration sont généralement surestimées par le modèle, ainsi que la résistance au cisaillement. La rigidité au cisaillement et les réponses locales des éléments sont très sensibles à l'orientation des éléments diagonaux et de leurs tailles. Ce qui rend l'utilisation de ce modèle déconseillée pour le cas où on s'attend que l'orientation des contraintes principales de compression varient de manière significative pendant le chargement sismique (par exemple, dans les voiles structuraux couplés avec une charge axiale variable sans oublier le grand nombre de degrés de liberté impliqués dans la génération de ce type de modèle (NLTM) ce qui augmente significativement le temps et la demande de calcul. Panagiotou et al. [2012] [27] ont développé le modèle de treillis illustré dans la figure 4.21. Ce modèle est constitué d'un élément cadre effective, de diagonale en béton et d'éléments verticaux et horizontaux. Toutes les diagonales sont parallèles avec un angle d'inclinaison fixe θ_d . Panagiotou et al [27], ont suggéré une valeur de $\theta_d = 45^\circ$. La largeur effective de la diagonale en béton, b_{eff} , peut être exprimée en termes de relation géométrique entre les mailles a, b et θ_d . Les éléments verticaux et horizontaux comprennent le béton et l'acier (armature). Lu et al (2014) [28a], ont encore étendu le modèle de treillis 2-D à 3-D pour analyser les voiles-structuraux RC non planaires avec des sections transversales en forme de T et de C. Les deux principales modifications apportées au modèle 2-D étaient l'angle d'inclinaison de l'étau diagonal en béton et le matériau béton. Il s'est avéré que le modèle de treillis 3-D pouvait obtenir des résultats plus précis pour les voiles-structuraux avec des modes de rupture par cisaillement diagonal. Dans le modèle 3-D, la détermination de θ_d pour les voiles-structuraux isolés avec une forme régulière et uniforme sur la hauteur peut être calculée par l'équation suivante :

$$\theta_d = \tan^{-1}\left(\frac{V_{max}}{f_{y,t}\rho_t t_w d}\right) \leq 65^\circ$$

Où V_{max} est la force de cisaillement maximale résistante ; t_w : est l'épaisseur du voile structurel ; d : est la distance entre les lignes verticales extérieures dans la direction de la charge ou $f_{y,t}$ est la limite d'élasticité de l'acier de renforcement , et ρ_t est le ratio de renforcement transversal.

Pour les voiles-structuraux avec des sections transversales irrégulières, le modèle de tirant-bielle peut être utilisé pour déterminer la valeur de θ_d . Pour déterminer la valeur de θ_d dans le modèle 2-D, les éléments de béton verticaux et horizontaux intègrent l'effet du béton tendu ; néanmoins, il a été observé qu'avant d'atteindre la résistance à la flexion, la propagation de la fissuration due au cisaillement s'est produite, par conséquent, dans le modèle de treillis 3-D, L'élément en béton horizontal est supposé ne pas avoir de résistance à la traction.

Enfin, Comme décrit dans les sections précédentes, tous les modèles considérés dans cette étude, à l'exception de NLTM, sont basés sur la notion de fibres de la section transversale du voile-structurel, la mise en œuvre de l'hypothèse de sections planes restant planes et la formulation d'éléments linéaires de type poutre-colonne à deux nœuds, à l'exception de P3D SW (Perform3D Shear Wall) qui est un élément à quatre nœuds basé lui aussi sur le principe de fibres. La modélisation de l'interaction P-M découplé du cisaillement, est simulé à l'aide de macro-fibres uni-axiales qui représentent le comportement du béton et de l'acier d'armature, dont le comportement est défini à l'aide de relations hystérésis de contrainte-déformation uni-axiale ou de force-déformation. Le comportement en cisaillement est décrit

indépendamment du comportement en flexion par un ressort de cisaillement (ou section de cisaillement dans le FWE « Finet Wall Element"), dont le comportement est régi par une règle force-déformation hystérétique prédéfinie. Deux des modèles sont capables de capturer l'interaction axiale/flexionnel et de cisaillement à savoir (SFI-MVLEM-FD et SFI-MVLEM-SS (Shear-Flexure Interaction Multiple-Vertical-Line Element Model « Force-Deformation and Stress-Strain) qui sont des extensions de modèles non couplés (MVLEM) développés précédemment. Ils incorporent l'interaction entre les réponses axiales et de cisaillement au niveau des macro-fibres par introduction d'un ressort dans chaque macro-fibre couplé au comportement des fibres axiales. Dans ces approches de modélisation couplées, un élément critique de la formulation du modèle est la représentation des mécanismes relativement complexes de résistance au cisaillement le long des fissures du béton. Différemment, le NLTM incorpore l'interaction axiale/flexionnelle et le cisaillement via une approche de modélisation de type " Strut-and-Tie ". En conclusion, la plupart de ces modèles peuvent être utilisés pour la modélisation des voiles structuraux à sections non rectangulaires et utilisés dans l'analyse de réponse tridimensionnelle Tableau 01 [28b].

Tableau 4.1 : Différents Modèles Macroscopiques pour la modélisation des voiles-structuraux

Model Acronyme	Formulation				Capacité			Disponible pour une utilisation publique ?
	Nœud par Élément	SS Versus FD	Approximative Versus Discrète †	Sections Planes restent planes	Interactions Entre les Eléments	2-D versus 3-D analysis	Section droite	
SW-P3D	4	SS	Approximative	Oui	P-M	3-D	Tous types de section	PERFORM-3D
FWE	2	SS	Discrète	Oui	P-M	2-D and 3-D	//	No
MVLEM-FD‡	2	FD	Approximative	Oui	P-M	2-D and 3-D	//	No
SFI-MVLEM-FD	2	FD	Approximative	Oui	P-M-V	2-D and 3-D	//	No
MVLEM-SS‡	2	SS	Approximative	Oui	P-M	2-D	Planes	OpenSees
SFI-MVLEM-SS	2	SS	Approximative	Oui	P-M-V	2-D	Planes	OpenSees
NLTM	4	SS	Approximative	Non	P-M-V	3-D	Tous type de section	OpenSees

*SS train-stress : contraintes-déformations ; FD : force-déformations au niveau de l'élément d'une manière discrète ou approximative –

‡ Résultat limités ou aucun

NB : Discrète (Discret) : Modélisation raffiné en éléments finis

Approximative (Average) : Modélisation en macroélément

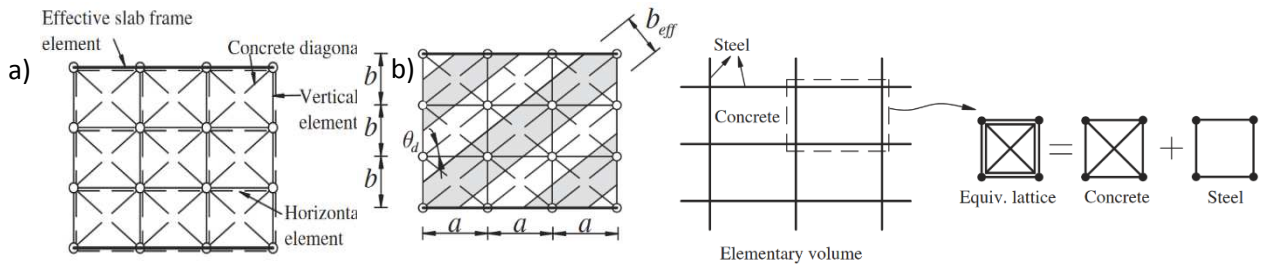


Figure 4.21 : a)-Idéalisaton du modèle analytique de type treillis (NLTM) b)- disposition des éléments de treillis bielle effective b_{eff} . [28].

6.- Modèle multicouches (Shell éléments) :

Le modèle multicouches est basé sur le principe de la mécanique des matériaux composite, il est composé de plusieurs couches de différentes épaisseurs figure 4.22a-b, et pour chacune d'elles on affecte les propriétés mécaniques adéquates. Ce type de modèle est idéal pour la modélisation des voiles en béton armé et on peut simuler toutes les combinaisons de contraintes possibles, Xinzheng Lu, Hong Guan 2017 [29].figure 4.22c, pour une analyse non linéaire à savoir ; flexion in plane /out plane ou flexion combiné avec effort tranchant [29].

État de contraintes possible dans l'élément Shell .		
$N_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x dz = \frac{h}{2} \sum_1^n \sigma_x^i \Delta \xi^i$	$N_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y dz = \frac{h}{2} \sum_1^n \sigma_y^i \Delta \xi^i$	$N_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xy} dz = \frac{h}{2} \sum_1^n \sigma_{xy}^i \Delta \xi^i$
$M_x = \int_{-h/2}^{h/2} z \sigma_x dz = \frac{h^2}{4} \sum_1^n \sigma_x^i \xi^i \Delta \xi^i$	$M_y = \int_{-h/2}^{h/2} z \sigma_y dz = \frac{h^2}{4} \sum_1^n \sigma_y^i \xi^i \Delta \xi^i$	$M_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} z \sigma_{xy} dz = \frac{h^2}{4} \sum_1^n \sigma_{xy}^i \xi^i \Delta \xi^i$

Pour la modélisation des éléments coques en béton armé, la plaque est subdivisé en plusieurs sous plaques superposées en forme de couches les unes sur les autres. L'introduction des différentes couches composant l'élément doit suivre les étapes suivantes :

- Nom ou désignation de la couche ;
- Position de la couche par rapport au repère locale ;
- L'épaisseur de la couche ;
- Comportement mécanique de la couche :
 - a.)- Membranaire : les déformations à considérer sont ϵ_{11} , ϵ_{22} , γ_{12} , les déplacements membranaires sont calculés uniquement dans le plan.
 - b.)- Plate : les déformations à considérer sont ϵ_{11} , ϵ_{22} , γ_{12} , γ_{13} , γ_{23} , les déplacements sont calculés à partir de la rotation flexionnelle de la plaque et des déplacements transversaux.
 - c.)- Shell : Il conjugue les deux types de comportement.
- Introduction du nombre de Points d'intégration pour chaque couche.
- Définir les propriétés mécaniques de la couche.
- Définition de l'angle d'inclinaison de la couche.

- Définir le comportement mécanique de la couche Layer.
- Les composants de la couche.

Pour le cas d'un voile en béton armé de section rectangulaire, il est pratique de choisir quatre couches au minimum figure 4.22d, la difficulté est dans l'introduction des armatures. La manière la plus appropriée est de les modéliser d'une manière étalée (surfactive) « Smeared » en deux couches de part et d'autre de l'âme du voile-structurel à modéliser. Les déformations et courbures sont calculées à partir de la couche centrale avec l'hypothèse que les sections planes restent planes après déformation et permet de calculer les déformations et courbures des autres couches [28b].

- Interaction entre les couches :

La souplesse du modèle permet de définir les couches indépendamment les unes des autres ainsi que la possibilité de chevaucher les couches ou carrément de créer un vide entre les couches

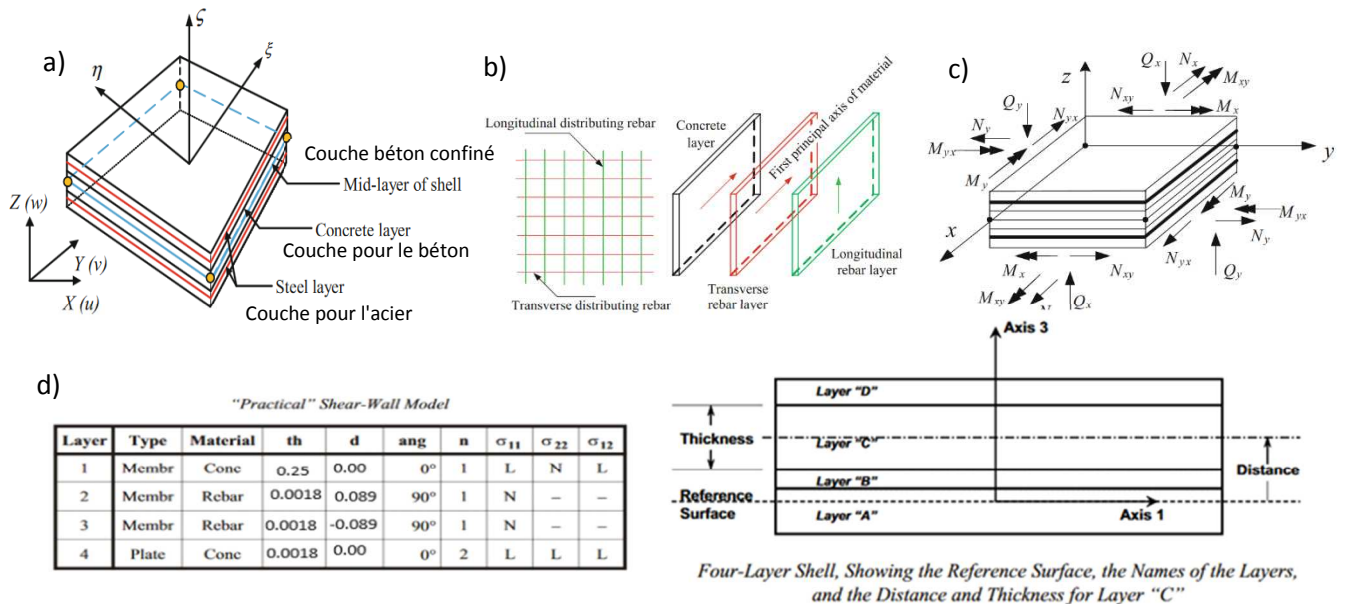


Figure 4.22 : a)-Idéalisation du modèle analytique de type (Shell éléments), b)-Introduction des propriétés géométrique et mécanique du modèle de type (Shell éléments), c) Combinaisons de contraintes possible dans le model (Shell éléments).d) Exemple pratique d'introduction des propriétés d'un voile-structurel

7.- Le modèle à base d'éléments fibres (Fiber-Based Model) :

Une attention particulière a été accordée au modèle de fibre au cours des dernières décennies Mahasuverachai et Powell, 1982 [30], et Spacone et al. 1996[31]. Le modèle à base d'éléments fibres est considéré comme une méthode simplifiée d'éléments finis par certains chercheurs Kaba et Mahin, 1983[32], et comme une forme complexe de modèle macroscopique à ressorts multiaxiaux (Lai et al. 1984) [33]. Il est donc difficile de classer le modèle fibres, en particulier lorsque le MVLEM a été combiné avec le modèle fibres pour analyser les structures en voile-structurel. Le modèle fibres idéalise une section en la divisant en un certain nombre de fibres discrètes ou pour chaque fibre, un modèle hystérétique uni-axial est attribué ainsi que ces exigences cinématiques (les conditions aux limites) et d'équilibre [les force + contrainte], afin d'obtenir un comportement mécanique de la section entière.

Il est largement admis que le modèle à base de fibres peut bien décrire l'interaction entre la charge axiale et le moment de flexion. Cependant, en raison de l'hypothèse selon laquelle les sections planes restent planes, l'effet de cisaillement et de la distorsion sont généralement négligés [28]. En général il existe deux approches principales, avec différentes formulations en éléments finis ; la première est basée sur le déplacement, Hellesland et Scordelis, 1981 [34], tandis que la deuxième est basée sur la force Spacone et al. 1996 [31]. L'inconvénient de l'approche basée sur le déplacement est qu'elle nécessite un maillage important, en raison de l'hypothèse d'une distribution linéaire de la courbure le long de l'élément, ce qui n'est pas le cas lorsqu'il existe une forte déformation inélastique.

Pour l'approche basée sur la force, un maillage plus dense n'est pas nécessaire, puisque il suffit d'utiliser une fonction de forme adéquate qui satisfait l'équilibre. Cependant, l'approche basée sur la force nécessite plus d'efforts de calcul que celle sur le déplacement Alemedar et White, 2005 ; Fragiadakis et Papadrakakis, 2008[35]. Récemment, Pugh et al. 2015 [36], ont validé un modèle à base d'élément fibre basé sur la force en exploitant les résultats de 21 expériences sur des voiles minces, un modèle constitutif généralisé a été élaboré et proposé pour de meilleures prédictions. En 2006, l'essai sur table vibrante d'un prototype de voile porteur en béton armé de 7 étages a été réalisé à l'Université de Californie à San Diego Panagiotou et Restrepo, 2011 [37]. Une bonne corrélation des déplacements et les déformations entre l'analyse numérique et expérimentale ont été obtenues. Cependant, Martinelli et Filippou [38] ont également souligné une sous-estimation des forces internes dans l'âme du voile-structurel, car le modèle 2-D ne peut pas capturer les forces supplémentaires générées par la déformation du plancher.

A cet effet Ils ont suggéré un modèle de fibre 3-D pour une meilleure prédiction. Une analyse similaire a également été effectuée par Schiotanus et Maffei, 2008 [39], et ils ont conclu que les dalles avec poteaux augmentent la résistance au renversement et la demande de cisaillement du voile-structurel. Il est donc important de considérer l'effet du système d'ossature gravitaire sur les voiles-structuraux.

Des échantillons testés avec des sections transversales rectangulaires et en forme de « T » Thomsen Wallace, 1995, 2004 [40], ont été simulés pour évaluer la précision du modèle proposé à base de fibres. De bonnes corrélations ont été obtenues, en termes de capacité de charge latérale, de déplacement, de rotations moyennes, etc. Néanmoins, ce modèle n'a pas permis d'estimer les déformations maximales en compression Wallace 2007 [41], a indiqué que l'une des raisons est que ce nouveau modèle partageait les problèmes généraux existant dans le modèle à base de fibres, à savoir que les réponses en cisaillement et en flexion étaient découplées. En outre, pour les voiles-structuraux en forme de T, étant donné que la distribution non linéaire des déformations le long de la bride (la partie saillante du voile-structurel) ne peut pas être capturée, la capacité de charge latérale et les rotations inélastiques ont été surestimées tandis que les déplacements latéraux inélastiques ont été sous-estimés. Jalali et Dashiti (2010) [42], ont comparé ce modèle à base d'éléments fibres avec un modèle à éléments finis, et ils sont arrivés à la conclusion suivante. En tenant compte des efforts de calcul, de la sensibilité des tailles de mailles, et de la précision du comportement global (par exemple, la charge latérale globale du voile structurel par rapport au déplacement supérieur), ce macro-modèle à base de fibres a montré ses avantages, bien que la même observation ait été obtenue que la déformation maximale en compression fût considérablement sous-estimée au niveau de la section critique.

Petrangeli et al (1999) [43], ont proposé un nouveau modèle à base de fibre pour décrire le mécanisme de cisaillement et cela pour chaque fibre de béton de la section transversale. En adoptant cette idée, les macro-modèles basés sur les fibres peuvent capturer l'interaction entre

le cisaillement, la flexion et l'effort axial. Massone et al (2006) [44] ont modifié le modèle d'Orakcal (2004) [45], en attribuant un ressort de cisaillement à chaque élément uni-axial, de sorte que chaque élément uni-axial est traité comme un élément de panneau RC figure 4.23. Contrairement au SPEM 2-D proposé par (Colotti 1993) [20], ce modèle à base de fibres prend en compte la déformation en flexion du panneau central. En attribuant un ressort de cisaillement à chaque élément vertical (ou fibre), et les réponses axiales et de cisaillement ont été couplées. Les résultats de l'analyse monotonique pour les voiles-élancés ont montré que le couplage des réponses non linéaires de cisaillement et de flexion ont été capturés, mais la déformation de flexion a été surestimée et la déformation de cisaillement sous-estimée.

Whyte et Stojadinovic (2013), [46] ont adopté le modèle couplé de Massone et al (2006), [44] pour analyser les voile-structuraux courts et ont prouvé que ce modèle peut bien prédire leurs comportements jusqu'à la résistance maximale, tout en soulignant que la prédiction du comportement post-pic des différents modes de défaillance nécessitait des recherches supplémentaires.

Sur la base du modèle de fibres introduit par (Orakcal et al. 2004) [45], Kolozvari et al.(2015) [47], ont proposé un SFI-MVLEM, qui peut capturer l'interaction cisaillement-flexion en remplaçant chaque élément uni-axial original par un élément de panneau RC soumis à des actions membranaires. Bien que ce modèle soit très similaire au MVLEM à base de fibres modifié introduit par (Massone et al. 2006) [44], le SFI-MVLEM peut bien simuler les réponses cycliques alors que le précédent ne peut capturer que les réponses monotoniques.

Fischinger et al. (2012) [48], ont développé un MVLEM (Multiple-Vertical-Line Element Model) à base de fibres qui peut modéliser le mécanisme de transfert de cisaillement à travers les fissures due à la rupture par traction diagonale. Dans ce modèle, comme le montre la figure 4.23, le comportement inélastique en cisaillement et l'interaction cisaillement-flexion sont pris en compte. Chaque élément vertical (bande) contient un ressort horizontal (HS) constitué de trois composants parallèles, ces trois composants - HSA, HSD et HSS - représentent l'imbrication des agrégats « Aggregate-Interlock » dans la fissure donnant ainsi des réponses satisfaisantes. Cependant, l'effet « Aggregate-Interlock » dépend fortement de la largeur des fissures et les relations constitutives de chaque ressort individuel étaient semi-empiriques.

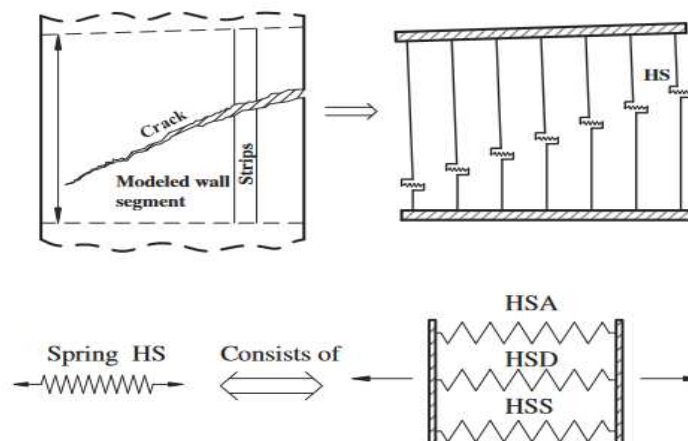


Figure 4.23 : MVLEM Eléments -Fibre développé par Fischinger et al. [2012].

HS: Horizontal Spring (Ressort Horizontal);

HSA: Horizontal Spring for Aggregate Interlock (Ressort Horizontal pour l'effet "Aggregate Interlock");

HSD: Horizontal Spring for Dowel Effect (Ressort horizontal pour l'Effet "Goujont");

HSS: horizontal spring for shear (horizontal) reinforcement (Ressort Horizontal pour le Cisaillement);

Les macro-modèles à base d'éléments fibres, utilisés dans la modélisation des voiles-structuraux en béton armé ont été largement appliqués à la fois dans l'ingénierie pratique et dans la plate-forme de recherche computationnelle telle que (Seismo-Struct, 2015) [49] et le logiciel Perform-3D, un programme d'analyse structurelle non linéaire distribué par (CSI, 2011) [50] utilisé comme outils de calibrage et de simulation dans cette étude. Cependant il faut noter que la plupart des modèles à base d'éléments fibres ne peuvent pas capturer de manière satisfaisante les modes de ruptures de type diagonaux qui est une pathologie distincte des voiles-structuraux courts, comme l'indiquent Lu et al [2014] [51].

Les Limites analytiques d'un modèle à base d'éléments-Fibre [52] :

Les modèles à base d'élément fibres peuvent capturer :

(a) La première (first-crack) fissuration des sections transversales de béton armé : Pour une section transversale en béton en s'écrasant elle perd de sa résistance. Ce processus commence aux niveaux des coins extrêmes de la section transversale et progresse de manière continue dans la section. Dans un modèle à base d'éléments fibres et si relativement peu de fibres sont utilisées pour modéliser une section transversale, l'écrasement se produit fibre par fibre et progresse de manière discontinue. Dans le cas où les fibres sont de sections importantes, l'écrasement commence plus tard dans le modèle que dans la section réelle, et la partie écrasée de la section transversale change par bonds relativement importants. Plus on utilise de fibres, plus le modèle devient précis, plus le temps de calcul augmente. La résistance du béton en compression, ainsi que sa ductilité, dépendent de la valeur du confinement. Dans une section en béton, une partie du béton est confiné et une autre elle est en dehors de l'enveloppe de confinement donc il est nécessaire d'en tenir compte dans la modélisation de la section. Cette simulation est difficile dans le cas de modélisation d'un voile-structurel.

(b) l'interaction de la résistance entre P-M : La résistance d'un élément vertical peut être contrôlée par le cisaillement V (force de cisaillement), par P, M ou combiné. Le modèle à base d'éléments fibres ne prend en compte que l'interaction P-M ou d'une manière séparée mais pas d'une manière simultanée.

(c) les déformations axiales et de flexion après la limite d'élasticité : Les déformations inélastiques les plus importantes dans un poteau sont susceptibles de se produire aux niveaux des zones de plastification (rotule). À ces endroits, il peut y avoir de grandes concentrations de contraintes avec une propagation de glissement « bond-slip » aux niveaux des connections, ce dernier peut avoir un effet substantiel sur la rigidité de l'élément, et éventuellement sur sa résistance. Mais ce problème n'est pas pris en compte dans les modèles à base d'élément fibre ce qui ouvre la porte pour les chercheurs à la création de nouveaux macro-modèles qui résolvent ce genre de problèmes. Pour cela il faut mettre en évidence que :

- Un modèle à base d'élément fibre peut être utile, mais il ne constitue pas une solution complète ;
- Un modèle à base d'élément fibre peut ne pas être précis pour de grandes déformations cycliques, car il ne tient pas compte du glissement aux niveaux des connections ou des effets de la force de cisaillement sont importants - Un modèle à base d'élément fibre ne peut probablement pas prédire la limite de ductilité et la quantité de perte de résistance.

- Les modèles de fibres peuvent certainement être meilleurs que les modèles basés sur la théorie de la plasticité, mais ils ont toujours des limitations majeures [52].

4.2.4.- Conclusions :

Depuis les premiers OVLEM (One vertical Line Element Model) jusqu'à ceux récemment développés, l'approche de modélisation macroscopique a été considérablement améliorée avec la capacité croissante de capturer les principales caractéristiques de la réponse d'une structure, sous les mouvements de sol d'un tremblement de terre, les comportements sectionnels importants tels que la migration de l'axe neutre, et le phénomène de basculement (Roking-effect). Cependant un grand travail reste à réaliser par les chercheurs pour capturer analytiquement toutes les performances non linéaires des voiles-structuraux-courts.

En examinant en détail les quatre groupes de modèles macroscopiques, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les VLEM (Vertical Line Element Model) peuvent être considérés comme une base solide pour le développement de la plupart des autres macro-modèles, tels que les SPEM 2-D (Shear Panel Element Model) et les modèles à base d'éléments fibres. Les VLEM sont simples, faciles à mettre en œuvre et suffisamment précis pour simuler le comportement en flexion des voiles-structuraux. Les principaux inconvénients des VLEM sont la mauvaise simulation du SFI et les règles empiriques d'hystérésis des éléments du modèle ;

- Les SPEM 2-D (Shear Panel Element Model) tentent d'obtenir des résultats plus précis pour les voiles-structuraux-courts soumis à des contraintes de cisaillement, mais les résultats de simulation sous contraintes de cisaillement élevées ne sont pas toujours satisfaisants ;

- Les ETM (Equivalent Truss Model) sont adaptés pour être utilisés dans l'analyse des voiles-structuraux de configurations géométriques compliquées (voiles-structuraux en profilés) tels que les sections transversales en forme de T et de H, avec ouvertures et avec de faibles rapports géométrique. La modélisation du SFI est nettement améliorée dans les ETM par rapport aux macro-modèles développés précédemment. En outre, la rupture par tension diagonale, qui constitue un grand défi pour les autres macro-modèles, peut être très bien prise en compte par les ETM ;

- Le modèle basé sur les éléments fibres est devenu l'un des macro-modèles les plus acceptés aujourd'hui, il a été incorporé dans plusieurs programmes d'analyse très répandus tels que Perform-3D, OpenSees et SeismoStruct. Adoptant des relations uni-axiales constitution le matériau, le modèle basé sur les éléments fibres évite certains paramètres empiriques comme pour les modèles hystériques. Les modifications portés sur les modèles de base ; par l'attribution d'un ressort de cisaillement à chaque fibre verticale a permis de coupler les réponses axiales, de cisaillement, et la réponse de flexion ; par conséquent, l'interaction de flexion et de cisaillement est considérée. Cependant, pour ce qui est d'une simulation plus détaillée, en particulier lorsque la rupture diagonale se produit, le modèle à base de fibres est encore limité pour obtenir des résultats précis.

Enfin, nous jugeons des investigations plus approfondies sur la modélisation en macroéléments sont nécessaires et doivent prendre en compte les points suivantes :

- Les problèmes de modélisation macroscopique des voiles-structuraux avec des configurations spéciales doivent être étudiés, y compris ceux de dont la section transversale est irrégulière (section en forme de U, en forme de canal et en forme de T), l'effet des ouvertures et les renforcements spéciaux par des profilés en acier (élément-composite).

- Les techniques de macro-modélisation qui peuvent capturer les effets 3-D significatifs doivent faire l'objet de recherches supplémentaires, tel que les problèmes substantiels de transfert de charge et/ou de compatibilité de déformation avec les éléments structurels adjacents, comme les dalles et les cadres en poteaux - poutres.

- Les macro-modèles à base d'élément fibres ont montré un bon équilibre entre la précision de l'analyse et le coût de calcul. Ils ont été incorporés dans plusieurs programmes informatiques. Cependant, des études supplémentaires sont nécessaires pour ce type de macro-modèles afin d'améliorer leurs capacités de simulation des voiles - structuraux - courts présentant un comportement au cisaillement compliqué.

4.3.- Différentes Approche de modélisation des Linteaux :

4.3.1- Introduction :

Les éléments de liaison (de couplage) entre les trumeaux (segment d'un voile structural) appelés communément linteau peuvent être modélisés à l'aide d'éléments Frame « élément linéaire » ou Wall « élément surfacique ». Cette partie examine certains des problèmes de modélisation en macroéléments ou en éléments finis et suggère des méthodes pour modéliser les linteaux.

4.3.2- Linteaux de forte profondeur (poutre épaisse) :

Les linteaux de forte hauteur sont plus susceptibles d'être contrôlés par le cisaillement, que par la flexion. C'est pourquoi leur modélisation est plus simple. La figure 4.24 montre quelques modèles possibles [53].

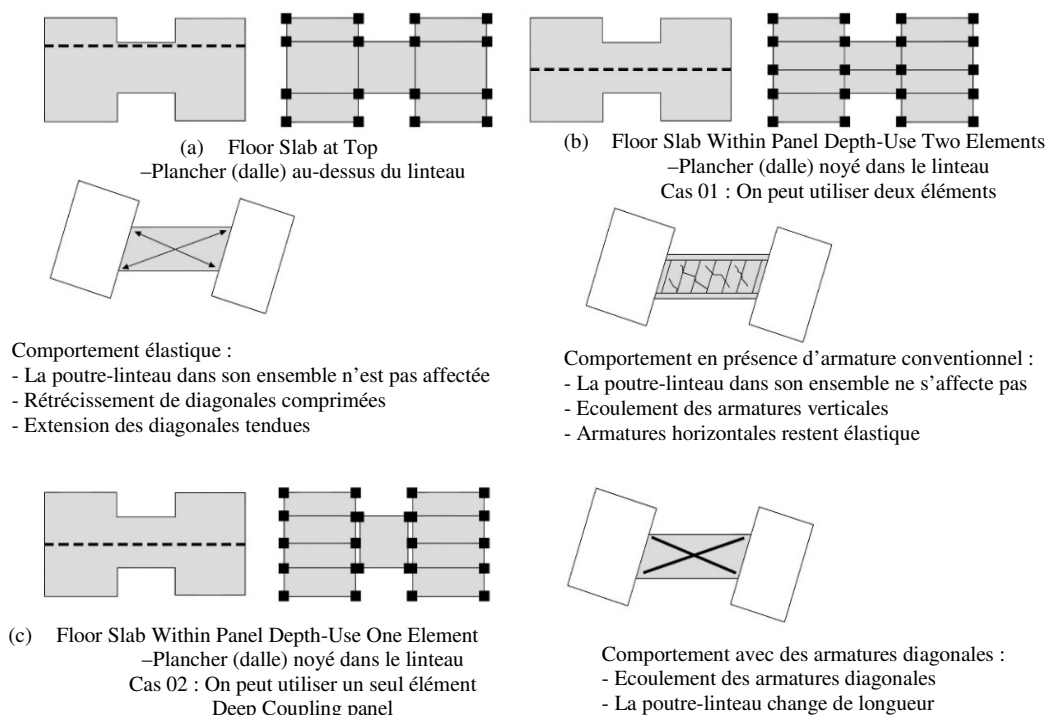


Figure 4.24 : Modélisation d'un linteau de forte hauteur gouverné par le cisaillement [53].

Les points à prendre en considération [52] :

- Dans la figure 4.24a, la dalle de plancher se trouve au sommet du panneau, et le panneau peut être modélisé à l'aide d'un seul élément surfacique « Wall element ». Dans les figures 4.24b et

4.24c, la dalle de plancher se trouve noyée dans le linteau (ligne en pointillés au niveau du plancher) le panneau peut être modélisé à l'aide de deux éléments surfacique (wall element), comme dans la figure 4.24b, il est également possible d'utiliser un seul élément, comme dans la figure 4.24c. Ce dernier modèle n'est pas recommandé car il peut augmenter la largeur de bande de la matrice de rigidité de la structure, et donc augmenter le temps d'analyse et par là, le temps de calcul.

- Avec les modèles de la figure 4.24a et 4.24c, la déformation de cisaillement dans l'élément surfacique (wall element) peut être utilisée comme mesure de la capacité de demande. Pour le modèle de la figure 4.24b, il peut être d'utiliser comme un élément jauge « élément destiné à mesurer les déformations rotation-déplacement) de déformation en cisaillement qui couvre les deux éléments surfaciques.

- Les éléments surfaciques « wall-element » destinés à simuler les voiles-structuraux ont également une résistance axiale et une résistance à la flexion. Pour les effets axiaux et de flexion, il devrait être raisonnable d'utiliser une section transversale élastique. Pour les effets axiaux et de flexion horizontaux, la section transversale est automatiquement élastique (en supposant que l'élément surfacique est orienté de la manière habituelle). On note que les effets axiaux et de flexion peuvent (raidir) augmenter la rigidité des trumeaux, en particulier si un trumeau est fissuré en tension (théoriquement le deuxième est en compression fermeture des fissures donc augmentation de la rigidité). Pour être conservateur, il est intéressant de rendre les rigidités axiales et de flexion faibles (voire très faibles) en spécifiant de petits modules élastiques, de sorte qu'il n'y ait pas d'effet de raideur. Une alternative est d'utiliser un élément appelé « General Wall Element » un élément dont on peut spécifier les fibres à la fois verticalement et horizontalement, pour permettre la fissuration en tension. Une autre option encore consiste à utiliser un élément- panneau, qui n'a qu'une rigidité de cisaillement et aucune rigidité axiale ou de flexion.

4.3.3.- Poutres linteaux (poutres de faibles hauteurs) :

Les poutres de couplage minces (faibles hauteurs) sont gouvernées par la flexion que par le cisaillement. Elles sont également relativement simples à modéliser, à l'aide des éléments Frame (élément-linaire). La figure 4.25, montre quelques modèles possibles.

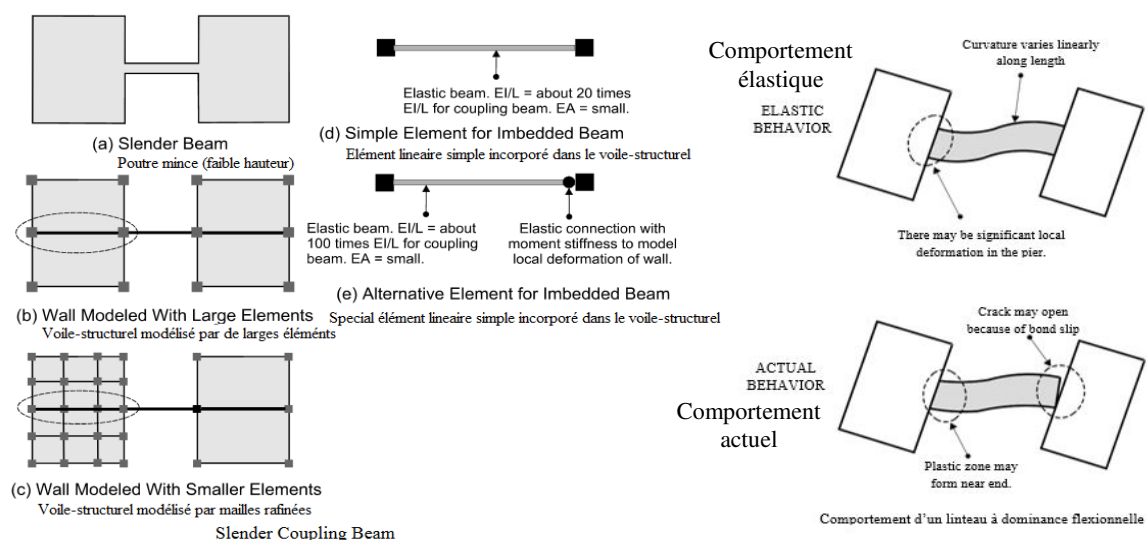


Figure 4.25 : Poutres linteaux à dominance flexionnelle (poutres- minces (faibles-hauteurs) [53].

- Les poutres –linteaux peuvent être modélisées avec des rotules de flexion ou de cisaillement, cela dépendra de leurs comportement si, il est flexionnel ou de cisaillement régité. Si la poutre-linteau agit de manière composite avec la dalle de plancher, il faut en tenir compte lors du calcul de la rigidité et de la résistance additionnel ;
- L'élément poutre doit être relié aux deux trumeaux par des éléments de poutres "imbriquées ou incorporées". Si cela n'est pas fait, la liaison d'appui entre poutre-trumeau sera considérée comme une articulation ;
- Si un trumeau est modélisé juste par seul élément sur toute sa largeur, comme sur la figure 4.25b, l'élément poutre-linteau imbriqué s'étendra sur toute la largeur du trumeau. Si le trumeau est modélisé à l'aide de plusieurs éléments sur la largeur, la poutre imbriquée peut s'étendre sur un ou plusieurs éléments. Dans la figure 4.25c, la poutre imbriquée s'étend sur toute la largeur du trumeau ;
- La figure 4.25d, montre un modèle de poutres- linteau encastées. Les poutres-linteaux sont rigides en flexion, afin de fournir une connexion rigide entre trumeau- poutre, La poutre imbriquée ne doit avoir qu'une faible rigidité axiale, afin d'éviter d'ajouter de la rigidité aux trumeaux ;
- La figure 4.25e montre une alternatif pour une poutre-linteau encastée. Dans un voile-structuréal réel, il peut y avoir déformation locale importante à l'endroit où la poutre-linteau est reliée au trumeau. Dans la figure 4.25e, la rigidité de rotation de l'élément de connexion élastique peut être prédéfinie pour fournir une quantité appropriée de fixité (si elle est connue). Il convient de noter que le degré de fixité peut avoir un effet sur la rigidité élastique de la structure, mais une fois que la poutre-linteau cède, en flexion ou en cisaillement, le degré de fixation de l'extrémité n'aura probablement que peu d'effet [53].

4.3.4.-Poutres–linteaux modérément profondes« niveau dalle encré au sommet du linteau» :

Les poutres-linteaux modérément profondes sont les plus complexes à modéliser. La figure 4.26 montre les modèles possibles pour le cas où le niveau du plancher se trouve au sommet du linteau.

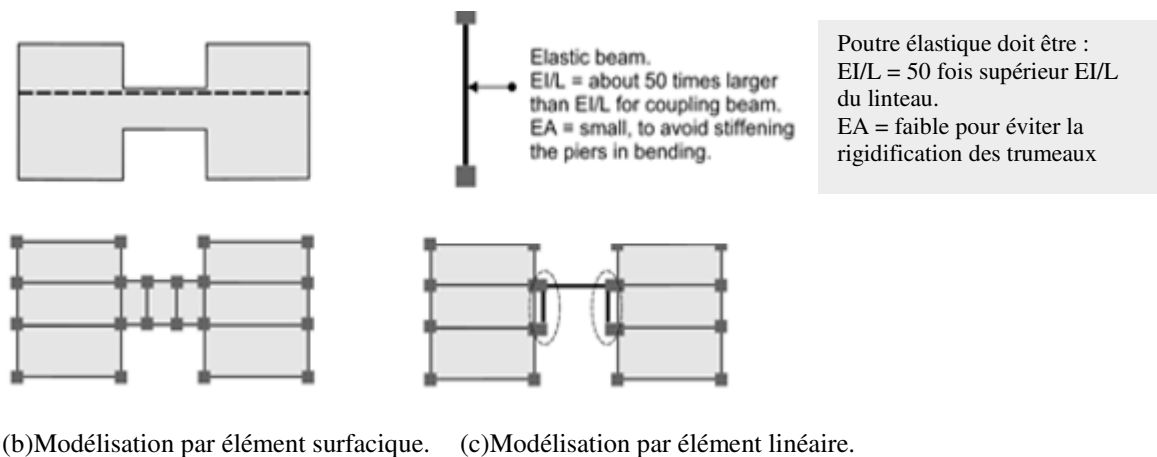


Figure 4.26 : Poutre-linteau modérément profonde « niveau dalle encré au sommet du linteau ».

- Si on suppose que le diaphragme est rigide, l'axe neutre de la section transversale de la poutre est situé au sommet planché dû à l'absence de déformation au niveau de ce dernier. Le constat est le même si la dalle de plancher est modélisée explicitement, celle-ci va agir d'une manière composite (section- mixe) avec les éléments de voile-structurel, l'axe neutre sera probablement aussi proche du niveau de la dalle.

Dans les deux cas, le problème de l'extension axiale de la poutre-linteau sera stoppé par la grande rigidité du plancher en cas d'apparition de fissure dans la poutre.

- Les déformations par flexion sont faibles dans un élément surfacique de forte profondeur et la plupart des déformations sont associées au cisaillement, même dans le domaine élastique. Lorsqu'une poutre-linteau devient moins profonde, les déformations de flexion peuvent être plus importantes et il peut être nécessaire de les modéliser par des éléments linéaires « Frame element ».

- Les poutres-linteaux peuvent être modélisées à l'aide d'éléments surfaciques, comme dans la figure 4.26b, mais cela soulève un certain nombre de problèmes ; si les déformations en flexion sont importantes, il peut être nécessaire d'utiliser des éléments General Wall « fibres horizontales-et verticales », s'il y a une dalle de plancher, l'axe neutre de la poutre-linteau sera proche du niveau de la dalle (exactement à ce niveau si l'on suppose un diaphragme rigide).

Cela peut surestimer la rigidité en flexion. Peut-être plus important encore, lorsqu'une section en fibre de béton armé se fissure, la poutre doit s'étendre axialement, et si l'extension est limitée, alors la fissuration l'est aussi. Ceci peut avoir un effet substantiel sur la rigidité et la résistance en flexion. Si on utilise des éléments surfaciques pour modéliser les poutres-linteaux qui présentent une flexion importante, on doit vérifier le comportement de ces poutres ;

- Les poutres-linteaux modérément profondes peuvent être modélisées à l'aide d'éléments Frame, comme le montre la figure 4.26b. Dans ce cas, au lieu d'utiliser des poutres horizontales encastées pour relier la poutre-linteaux aux trumeaux, il est préférable d'utiliser des poutres verticales, comme illustré Figure c. Ces poutres doivent être suffisamment rigides en flexion pour fournir une connexion rigide aux trumeaux par contre elles doivent avoir une rigidité axiale négligeable pour éviter de raidir les trumeaux en flexion.

Dans la figure 4.26c, les forces de cisaillement et les forces axiales de la poutre-linteau sont transférées aux trumeaux par l'intermédiaire des nœuds supérieurs de la poutre- linteau. La flexion de la poutre -linteau est transférée aux trumeaux par les poutres verticales supplémentaires (en tant que couple tension-compression) ;

- Dans le cas d'utilisation d'éléments Frame « éléments linéaire », on doit calculer les rigidités et les résistances à la flexion et au cisaillement, et les spécifier directement. Cette méthode peut nécessiter plus de travail pour configurer le mode d'analyse, mais elle a l'avantage de permettre de mieux contrôler les propriétés de la poutre-linteau, en particulier, on peut évaluer l'effet de la dalle du plancher. Si on utilise des éléments-surfaciques, on se fie davantage à l'analyse pour calculer les propriétés, de même, si on utilise des éléments Frame avec des rotules de flexion, il n'y a pas de croissance axiale lorsque les rotules cèdent.

4.3.5 Poutres – linteaux modérément profondes « niveau dalle au niveau du linteau » :

La figure 4.27, montre les modèles possibles dans le cas où le niveau du plancher est incorporé dans la poutre-linteau. Les points à considérer sont similaires à ceux cités précédemment.

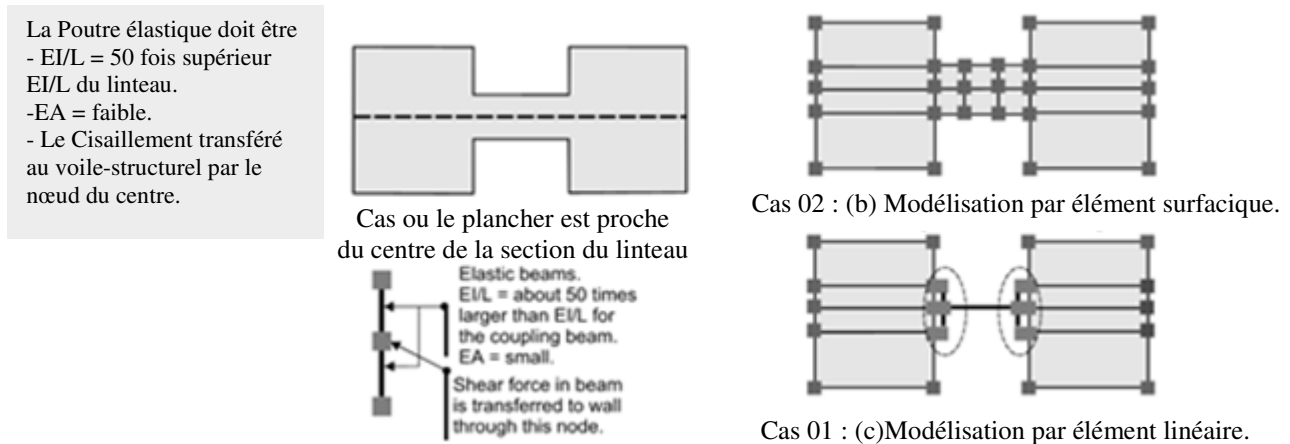


Figure 4.27 : Poutre- linteau modérément profonde « niveau dalle encre au niveau du linteau »[53].

4.3.6.- Conclusion :

Une poutre-linteau de n'importe quelle profondeur peut être modélisée en utilisant les éléments Frame « linéaire » ou Wall « surfacique ». Bien que les éléments Frame ont l'avantage de donner un meilleur contrôle sur les propriétés du modèle d'analyse. Les éléments Wall peuvent être plus simples à utiliser, mais leur comportement est difficile à cerner.

Références:

- [1] Aktan, A. E. and Bertero, V. V. [1984] "Seismic response of R/C frame-wall structures," *Journal of Structural Engineering, ASCE* 110(8), 1803-1821.
- [2] ASCE/SEI 41-13 " Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings," pages 209-213.
- [3] Yun-Tian Wu, Tian-Qing Lan, Yan Xiao & Yeong-Bin Yang (2016): Macro-Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls: State-of-the-Art, *Journal of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1080/13632469.2016.1174754
- [4] Clough, R. W., Benuska, K. L., and Wilson, E.L. [1965] "Inelastic earthquake response of tall building," *Proc. of the 3th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, pp. 68-84.
- [5] Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S., and Aoyama, H. [1983] "Analysis of the full-scale sevenstorey reinforced concrete test structure," *Journal of the Faculty of Engineering* 37(2), 431-478.
- [6] Vulcano, A., Bertero, V. V., and Colotti, V. [1988] "Analytical modeling of RC structural walls," *Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, 5, 41-46.
- [7] Fischinger, M, Fajfar, P. and [1990] "Mathematical modeling of RC structural walls for nonlinear seismic analysis," *Proc. European Conference on Structural Dynamics* (2), Bochum, Germany, pp. 471-478.
- [8] Giberson, M. F. [1969] "Two nonlinear beams with definitions of ductility," *Journal of the Structural Division, ASCE* 95(S2), 137-157.
- [9] Takayanagi, T. [1976] "Computed behavior of reinforced concrete coupled shear walls," *Civil Engineering Studies*, Report No. SRS 434. University of Illinois, Urbana-Champaign, Illinois.

- [10] Vulcano, A. and Bertero, V. V. [1986] "Nonlinear analysis of RC structural walls," Proc. of 8th European Conference on Earthquake Engineering (3), Lisbon. Portugal, 6.5/1-6.5/8.
- [11] Vulcano, A. and Bertero, V. V. [1987] "Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: evaluation of their reliability," EERC Report No. UCB/EERC-87 /19, Earthquake Engineering
- [12] A., Atmani, Boudaoud Z., and Djebbar N. "Influence of the Plastic Length on the Seismic Response of RC Shear Wall Resisting Structures." In 4th ECOCEE, 17-18 June 2019. Istanbul, Turkey, (2019).
- [13] Linde, P. and Bachmann, H. [1994] "Dynamic modeling and design of earthquake -resistant wall," Earthquake Engineering and Structural Dynamics 23, 1331-1350.
- [14] Orakcal, K. and Wallace, J. W. [2006] "Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses," PEER Report No. UCB/PEER-2006/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [15] Beyer, K. and Priestley, M. J. N. [2011] "Shear deformations of slender reinforced concrete walls under seismic loading," ACI Structural Journal 108(2), 167-177.
- [16] Dulacska, H., 1972, "Dowel Action of Reinforcement Crossing Cracks in Concrete," ACI Journal Proceedings, V. 69, No. 12, Dec., pp. 754-757.
- [17] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., 2003, "Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames," PEER Report 2003/01, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 346 pp.
- [18] Vecchio, F. J., and Lai, D., 2004, "Crack Shear-Slip in Reinforced Concrete Elements," Journal of Advanced Concrete Technology, V. 2, No. 3, pp. 289-300. doi: 10.3151/jact.2.289
- [19] Fajfar, P. and Fischinger, M. [1990] "Mathematical modeling of RC structural walls for nonlinear seismic analysis," Proc. European Conference on Structural Dynamics (2), Bochum, Germany, pp. 471-478.
- [20] Colotti, V. [1993] "Shear behavior of RC structural walls," Journal of Structural Engineering, ASCE 119(3), 728-746.
- [21] Vecchio, F. J., and Collins, M. P., 1986, "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," ACI Journal Proceedings, V. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 219-231.
- [22] Vallenias, J. M., Bertero, V. V., and Popov, E. P. [1979] "Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls," Report No. UCB/EERC-79/20, University of California, Berkeley, California.
- [23] Chen, S. and Kabeyasawa, T. [2000] "Modeling of reinforced concrete shear wall for nonlinear analysis," Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [24] Izumo, J., Shima, H., and Okamura, H. [1989] "Analytical model for RC panel elements subjected to in-plane forces," Concrete Library International, JSCE 12, 155-181.
- [25] Kabeyasawa, T., Ohkubo, T., and Nakamura, Y. [1995] "Tests and analyses of reinforced concrete shear walls in hybrid structures," Pacific Conference on Earthquake Engineering, Melbourne, Australia, Vol. 2, pp. 145-153.
- [26] A. Atmani, Z. Boudaoud, N. Djebbar, [2021] "Slenderness Ratio and Influencing Parameters on the NL Behaviour of RC Shear Wall" Civil Engineering Journal (E-ISSN: 2476-3055; ISSN: 2676-6957) Vol. 7, No. 12, December, 2021.
- [27] Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Schoettler, M., and Kim, G. [2012] "Nonlinear cyclic truss model for reinforced concrete walls," ACI Structural Journal 109(2), 205-214.
- [28a] Lu, Y.; Panagiotou, M.; and Koutromanos, I., [2014], "Three-Dimensional Beam-Truss Model for Reinforced-Concrete Walls and Slabs Subjected to Cyclic Static or Dynamic Loading," PEER Report 2014/18, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA.

- [28b] K. Kolozvari, C. Arteta, M. Fischinger, S. Gavridou, M. Hube, T. Isakovic', L. Lowes, K. Orakcal, J. Vásquez, and J. Wallace "Comparative Study of State-of-the-Art Macroscopic Models for Planar Reinforced Concrete Walls *Aci Structural Journal* · November 2018."
- [29] Xinzhen Lu, Hong Guan (auth.) [2017], "Earthquake Disaster Simulation of Civil Infrastructures: From Tall Buildings to Urban Areas (2017, Springer Singapore)"
- [30] Mahasuverachai, M. and Powell, G. H. [1982] "Inelastic analysis of piping and tubular structures," EERC Report No. 82/27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [31] Spacone, E., Filippou, F. C., and Taucer, F. F. [1996] "Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part I. Formulation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25(7), 711–725.
- [32] Kaba, S. A. and Mahin, S. A. [1983] "Interactive computer analysis methods for predicting the inelastic cyclic behavior of structure sections," EERC Report No. UCB/EERC-83/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California
- [33] Lai, S. S., Will, G. T., and Otani, S. [1984] "Model for inelastic biaxial bending of concrete members," *Journal of the Structure Division, ASCE* 110(11), 2563–2584.
- [34] Hellesland, J. and Scordelis, A. [1981] "Analysis of RC bridge columns under imposed deformations," *IABSE Colloquium, Delft, Netherlands*, pp. 545–559.
- [34] Alemdar, B. N. and White, D. W. [2005] "Displacement, flexibility, and mixed beam-column finite element formulations for distributed plasticity analysis," *Journal of Structural Engineering, ASCE* 131(12), 1811–1819.
- [36] Pugh, J. S., Lowes, L. N., and Lehman, D. E. [2015] "Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls," *Engineering Structures* 104, 174–192.
- [37] Panagiotou, M., Restrepo, J. I., and Conte, J. P. [2011] "Shake-Table test of a full-scale 7-story building slice. Phase I: Rectangular wall," *Journal of Structural Engineering, ASCE* 137(6), 691–704.
- [38] Martinelli, P. and Filippou, P. C. [2009] "Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(5), 587-607.
- [39] Schiotanus, M. I. J. and Maffei, J. R. [2008] "Computer modeling and effective stiffness of concrete wall buildings," in *TailorMade Concrete Structures*, eds. J. C. Walraven and D. Stoelhorst (Taylor & Francis Group, London).
- [40] Thomsen, J. H. and Wallace, J. W. [1995] "Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped cross sections," Report No. CU/CEE-95/06, Dept. of Civil Engineering, Clarkson University, Postdam, New York.
- [41] Wallace, J. W. [2007] "Modelling issues for tall reinforced concrete core wall buildings," *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 16, 61-632.
- [42] Jalali, A. and Dashti, F. [2010] "Nonlinear behavior of reinforced concrete shear walls using macroscopic and microscopic models," *Engineering Structures* 32, 2959-2968.
- [43] Petrangeli, M., Pinto, P. E., and Ciampi, V. [1999] "Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: Theory," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* 125(9), 994-1001.
- [44] Massone, L. M., Orakcal, K., and Wallace, J. W. [2006] "Shear-flexure interaction for structural walls, deformation capacity and shear strength of reinforced concrete members under cyclic loading," SP-236, American Concrete Institute, Farmington Hills.

-
- [45] Orakcal, K., Wallace, J. W., and Conte, J. P. [2004] "Flexural modeling of reinforced concrete walls —Model attributes," *ACI Structural Journal* 101(5), 688-699.
- [46] Whyte, C. A. and Stojadinovic, B. [2013] "Hybrid simulation of the seismic response of squat reinforced concrete shear walls," PEER Report No. UCB/PEER-2013/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- [47] Kolozvari, K., Orakcal, K., Wallace, J. W., and Orakcal, K. [2015] "Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls —Part I: Theory," *Journal of Structural Engineering*, ASCE 141(5), 04014135.
- [48] Fischinger, M., Rejec, K., and Isakovic, T. [2012] "Modeling inelastic shear response of RC walls," Proc. of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- [49] Seismosoft [2015] "SeismoStruct-A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures." Available at <http://www.seismosoft.com>.
- [50] CSI [2011] PERFORM-3D User Guide, Version 5. Computers & Structures Inc., Berkeley, California. Fajfar, P. and Fischinger, M. [1990] "Mathematical modeling of RC structural walls for nonlinear seismic analysis," Proc. European Conference on Structural Dynamics (2), Bochum, Germany, pp. 471-478.
- [51] Lu, Y., Panagiotou, M., and Koutromanos, I. [2014] "Three dimensional beam-truss model for reinforced-concrete walls and slabs subjected to cyclic static or dynamic loading" PEER Report No. UCB/PEER-2014/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [52] G.H Powell - Modeling for Structural Analysis Behavior and Basics-Computers and Structures (2010).
- [53] Powel, G. "CSI's "Perform Based Design using Nonlinear Analysis. Seminar Notes" (2006).

CHAPITRE 05

ELEMENT FIBRE VS ELEMENT A ROTULE CONCENTREE ET ELEMENT MULTICOUCHE

*« Devant une bonne conception structurelle, la pénible tâche
de calcul devient caduc » A.A.*

CHAPITRE 05 : IMPACT DU CHOIX DU MODEL DE SIMULATION DE LA ZONE DE PLASTIFICATION SUR LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DE LA STRUCTURE ET SUR LA QUALITE DES RESULTATS

5.1.- Introduction :

L'analyse de la réponse inélastique des voiles en BA est tributaire du comportement non linéaire des matériaux constitutifs au sein des zones supposées être dissipatives d'énergie. Plusieurs approches de modélisation peuvent être envisagées pour simuler ce comportement à travers des rotules plastiques ; sous forme concentrée « type Pier Elements », réparti « type Fiber Elements » ou étalée sous formes d'élément multi couches « Multi Layer Elements ». Ce chapitre porte sur une étude comparative des différentes approches précitées à travers l'évaluation de la réponse inélastique moyennant les critères de résistance et de déformation. Pour ce, des structures contreventées par voiles de différentes hauteurs ont été simulées en usant de l'analyse non linéaire Pushover. Les trois approches de modélisation sélectionnées donnent des résultats similaires si le comportement global est considéré. Néanmoins l'interprétation de ces résultats au niveau local n'est pas sans difficulté car l'appréciation des performances ciblées à travers les résultats fournis par chaque approche diffère nettement d'une modélisation à une autre. Cette appréciation des approches nous aidera certainement à comprendre l'utilité du modèle choisi par rapport à un autre et servira de base pour la conduite d'autres études sur les principaux paramètres qui influent sur le comportement non linéaire des structures contreventées par voiles –structurel.

5.2.- Principes de modélisation du comportement non linéaire des voiles en BA :

Dans cette étude comparative nous avons mené une analyse de type Push-over, pour expertiser le comportement non linéaire des voiles en béton armé en optant pour les modèles les plus usuels et les plus récents, couvrant ainsi un large spectre de simulation, en commençant par le modèle « Vertical-Line-Element Model (VLEM) ou (Pier model) », passant par « Fiber-Based Model », et terminant par le « The Multi-Layer Shell Element ». Il faut noter que dans cette étude comparative nous avons négligé l'effet de l'effort tranchant, relaxation aux niveaux des fondations, les éléments linéaires (poteaux –poutres) qui ont un comportement élastique et l'influence de la position de la zone de plastification sur la réponse inélastique des éléments voiles en béton armé.

5.3.- Ductilité et Courbure :

a)- Ductilité de déplacement :

Structurellement la ductilité peut se traduire par la capacité d'un ouvrage à fléchir sous sollicitations sismiques sans que la fissuration en partie tendue et/ou l'écrasement en partie comprimée du béton dans les zones dissipatives d'énergie ne conduisent à une perte de résistance et/ou une perte de l'équilibre statique figure 5.1[1].

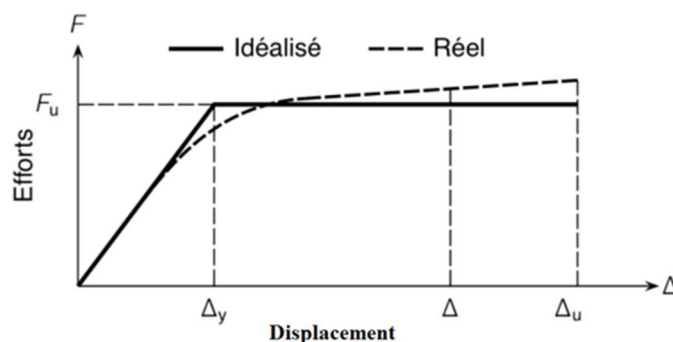


Figure 5.1 : Courbe force-déplacement idéalisée.

La ductilité de la structure d'un bâtiment se traduit par son aptitude à pouvoir se déformer dans l'état fissuré, la limite élastique des armatures tendues étant atteinte. De manière générale, la grandeur adoptée pour quantifier la ductilité est le coefficient de ductilité et a pour expression.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Où Δ_u (Δ_y) est le déplacement correspondant à la déformation ultime (élastique) de l'un des matériaux. En béton armé, la déformation relative ultime est atteinte lorsque :

- La valeur du béton de la fibre comprimé la plus extrême enregistre 3.5 ‰ pour le CBA93 [2], BAEL[3] , l'EC2[4] et 3‰ pour l'ACI [5] . Cette déformation correspond à un début d'éclatement du béton dans cette fibre. Ou par épuisement de déformation relative de l'acier, qui est limité à 10 ‰ pour le BAEL et de 22,5 ‰ à 67‰ pour le NZS [6] et cela selon les classes d'acier et les recommandations des codes. Cette déformation correspond à la rupture de l'acier lorsque le déplacement Δ_u est atteint ou dépassé.

b)- Ductilité de courbure :

La ductilité de courbure, ou le coefficient μ_ϕ , est défini comme étant le rapport entre la courbure atteinte lorsque le moment fléchissant est égal à 85 % de sa valeur résistante atteinte dans la phase de décroissance post-pic (0.85Φ) figure 5.2 , et la courbure qui correspond à la limite d'élasticité Φ_y . Cette condition est valable que lorsque les déformations limites du béton et de l'acier ε_{cu} et ε_{su} , ne soient pas dépassées » [7] ce qui correspond à que :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{0,85}}{\phi_y}$$

Cette relation de l'EC8 [8] sous-entend le fait que la section de béton armé est pourvue d'armatures de confinement. En effet, la valeur de référence pour la courbure ultime Figure 02, intervient après le pic pour lequel le moment atteint sa valeur résistante. Cette valeur n'est atteignable que lorsque la déformation dans la fibre de béton la plus comprimée atteint la valeur de 3,5 ‰. Au-delà de cette valeur, le moment résistant chute en raison de l'éclatement du béton d'enrobage. De ce fait, les règlements envisagent une ductilité minimale des sections de béton armé que si elles sont pourvues d'un dispositif de confinement du noyau [1].

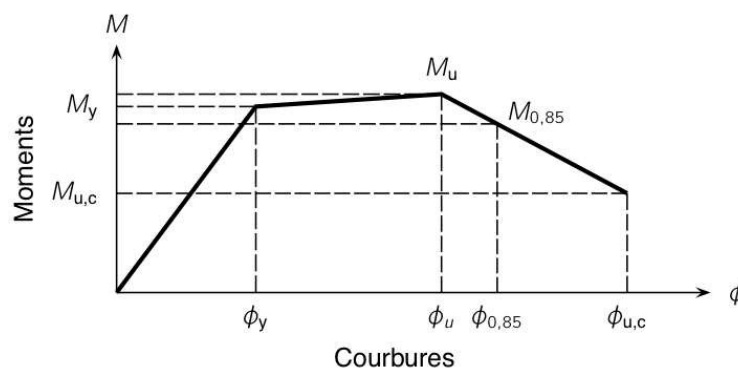


Figure 5.2 : Coefficient de ductilité au sens de l'EC8 [8]

Où Δ_u et Δ_y , sont les déflexions à la tête du voile, à l'état ultime et au début de la naissance de la déformation et ϕ_u et, ϕ_y , sont les courbures correspondantes.

5.4.- Corrélation entre ductilité globale et ductilité locale :

La ductilité des sections en béton armé peut être exprimée par le facteur de ductilité de courbure

$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ où ϕ_y : représente la courbure élastique et ϕ_u : représente la courbure inélastique

maximale ou courbure ultime. Ces paramètres présument que les déformations flexionnelles sont prédominantes figure 5.3. L'utilisation du facteur de ductilité de courbure est assez large dans plusieurs cas, mais il est important de connaître la différence entre le facteur de ductilité

de déplacement $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ et le facteur de ductilité de courbure $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ La relation entre la ductilité

de courbure et la ductilité de déplacement peut être illustrée par le cas simple d'une colonne cantilever soumise à une force latérale concentrée en son extrémité supérieure. La déformation latérale en tête de la colonne peut être déterminée par la relation moment - courbure de la section d'encastrement.

La courbure augmente d'abord linéairement dans le stade non fissuré, avec un changement de pente après le début de la fissuration, puis de façon non linéaire lorsque la zone comprimée du béton se plastifie pour atteindre une certaine valeur correspondante au moment de plastification. Dans un calcul de résistance, il y a ruine lorsque respectivement ce moment et cette courbure sont atteints, tandis que dans le cas des déformations imposées, il est possible d'exploiter la section au-delà de la courbure correspondant au moment plastique. Dès que la courbure dépasse cette valeur, le béton comprimé situé à l'extérieur des armatures éclate et le moment chute brusquement, par suite de la diminution de rigidité. Pour atteindre la résistance à la flexion de la section confinée, la colonne est en mesure de transmettre l'effort normal N tant que la courbure reste inférieure à la courbure correspondante au moment ultime. Cette grandeur, caractérisant l'épuisement de la capacité de rotation de la section, peut être considérable. Elle témoigne ainsi de la capacité d'une colonne en béton armé fretté à s'adapter à des déformations imposées en formant une zone de longueur L_p appelée rotule plastique, où de grandes courbures sont concentrées. La déformation latérale correspondante au moment ultime à la tête de la colonne est tirée du théorème intégral de Mohr.

Déformation élastique :

$$\Delta_{\text{éla}} = \int_a^b \frac{M(x)}{EI} (x_b - x) dx$$

$$\Delta_{\text{éla}} = \left(\frac{\phi_y \times l}{2}\right) \times \left(\frac{2 \times l}{3}\right)$$

$$\Delta_{\text{éla}} = \left(\frac{\phi_y \times l^2}{3}\right)$$

La déformation latérale maximale dans le domaine élastique est :

$$\Delta_y = \frac{\phi_y \cdot L}{2} \frac{2L}{3}$$

- Déformation inélastique :

$$\Delta_{\text{inéla}} = (\phi_u - \phi_y) \times l_p \times (l - 0.5l_p)$$

- Ductilité de déplacement :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\phi_u - \phi_y}{\phi_y}\right) L_p \left(\frac{L - 0.5L_p}{\frac{L^2}{3}}\right)$$

$$\mu_\Delta = 1 + 3 \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1\right) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L}\right)$$

Déplacement total

$$\Delta_u = \left(\frac{\phi_y \cdot L}{2} \frac{2L}{3}\right) + (\phi_u - \phi_y) L_p (L - 0.5L_p)$$

L : Longueur de la colonne

L_p : Longueur de la rotule plastique.

- Ductilité de courbure :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{L^2(\mu - 1)}{3L_p(L - 0.5L_p)} + 1$$

a.- Au niveau de l'élément figure (5.3 – 5.4) :

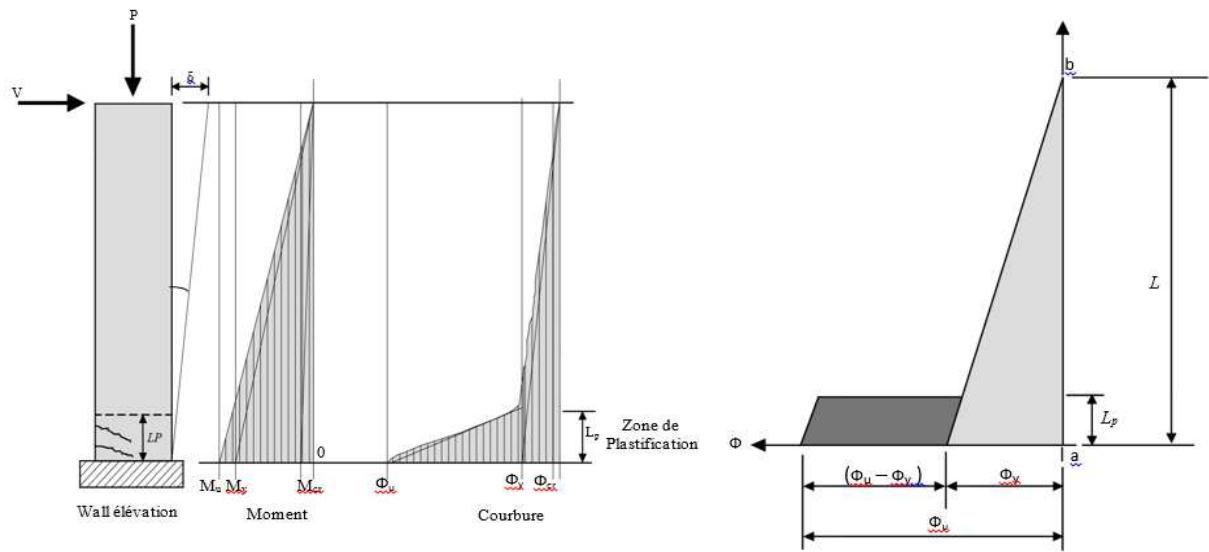


Figure 5.3 : Voile-structurel en console avec une force latérale au moment ultime [7].

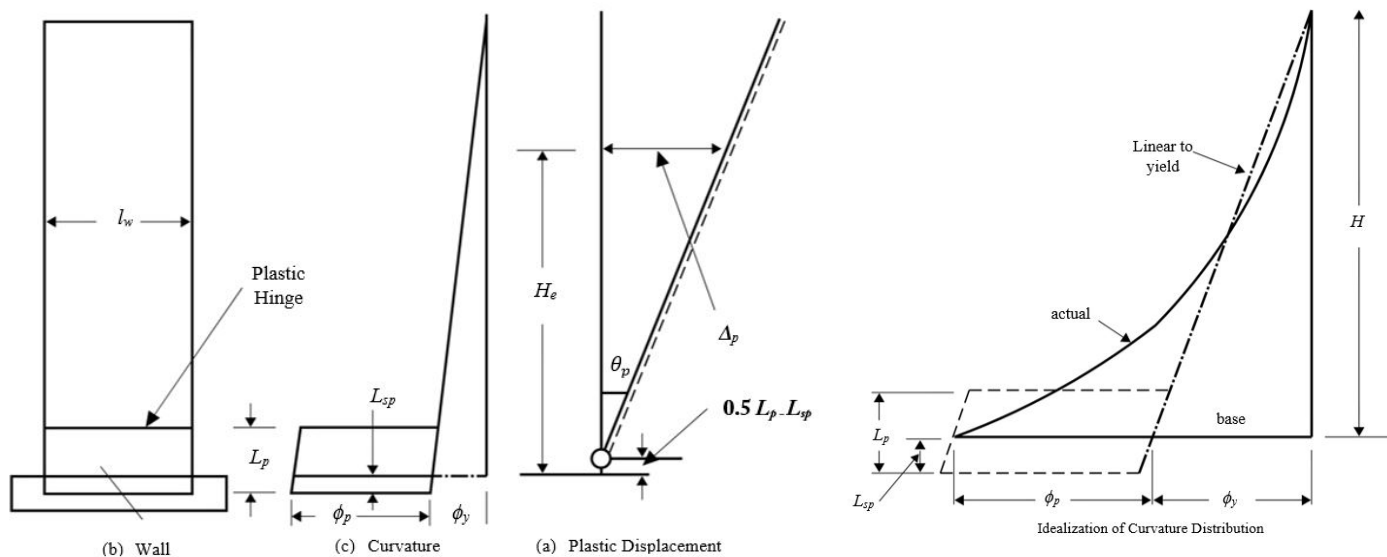


Figure 5.4 : Longueur et Profondeur de diffusion de la Rotule Plastique [9].

b.- Au niveau sectionnel figure 5.5 :

La valeur de la rotule plastique au déplacement ultime Δ_u est:

$\theta_p = \frac{\Delta_u}{b_w}$ pour une valeur de $l_p = \frac{l_w}{2}$ selon l'ACI [5] , ASCE 41-13[10] ,et L_{sp} est la longueur de pénétration de la déformation et où la courbure est considérée comme étant constante et égale à la base du voile-structurel figure 5.4 . $L_{sp} = 0.022f_{ye} \times d_{bl}$

La valeur de la courbure à la base du voile-structurel est :

$$\phi_u = \frac{\theta_p}{l_p} = \frac{\theta_p}{\frac{l_w}{2}} = \frac{2}{l_w} \times \left(\frac{\Delta_u}{b_w} \right)$$

La valeur de la déformation maximale à la fibre extrême est :

$$\varepsilon_{cu} = \varphi_u \times c \quad \varepsilon_{cu} = \frac{2}{lw} \times \left(\frac{\Delta u}{bw}\right) \times c \quad \text{Donc : } c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{2}{lw} \times \left(\frac{\Delta u}{bw}\right)}$$

Pour une valeur de la fibre extrême figure 5.5, $\varepsilon_{cu} = 0.003$ donc :

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{2}{lw} \times \left(\frac{\Delta u}{bw}\right)} = c = \frac{0.003}{\frac{2}{lw} \times \left(\frac{\Delta u}{bw}\right)} = \frac{lw}{666 \times \left(\frac{\Delta u}{bw}\right)}$$

Pour une valeur de c à la fibre extrême de $\varepsilon_{cu} = 0.0033$ donc :

$$C = \frac{lw}{600 \times \left(\frac{\Delta u}{bw}\right)} \quad \text{avec la condition d'un déplacement inter-étage de } 0.7 \%, \quad \frac{\Delta u}{h_w} \geq 0.007.$$

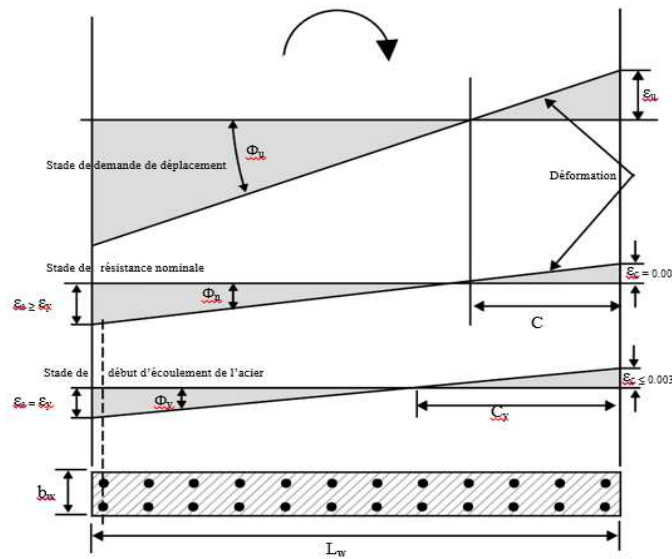


Figure 5.5 : Comportement sectionnel et limites [7].

Dépassant cette limite **A. Atmani et al 2018** [11] ont montré que l'axe neutre change de position et d'orientation d'une manière continue (à chaque incursion dans un nouveau palier de plasticité), est dû à la chute de rigidité provoquée par l'apparition de nouvelles fissures. En effet nous avons conduit un travail d'investigation sur le comportement non linéaire des structures contreventées par des voiles-structuraux qui s'est soldé par deux communications dans des conférences internationales et la publication d'un article dans une revue scientifique.

- Etude critique de différentes approches de modélisation du comportement de la réponse inélastique des voiles pleins en béton armé **A. Atmani et al 2018**, Oran 2018 [12].
- Influence of the plastic length on the seismic response of RC shear wall resisting structures **Atmani et al IV.ECOEE**, Turkey 2019 [11].
- Slenderness Ratio and Influencing Parameters on the NL Behaviour of RC Shear Wall. **Atmani et al, 2021 Civil Engineering Journal** [13].

Ce travail a essayé de répondre à des questions liées au sujet de la recherche à savoir :

- Quel type de modèle analytique il faut choisir pour conduire une étude non linéaire pour ce genre de structure ? Modèle à base d'éléments finis, Modèle équivalent (rotule concentrée), Model à base d'éléments couches (Layers Element) ou Modèle à base de macroéléments et quels macroéléments il faut choisir ?;
- Quels types d'analyses faut-il choisir, analyse Pushover ou analyse Dynamique ?
- Prospection des zones dissipatives d'énergie (Rotule -plastique), Quelle longueur faut-il adoptée ?

Et quelle est son influence sur le comportement non linéaire du voile-structurel ?

- Quels sont les principaux paramètres qui influent sur le comportement d'un voile-structurel ? Et quelles sont les limites optimales à recommandées afin de normaliser le risque sismique ?
- Quels sont les principaux paramètres qui influent sur le comportement d'un voile-structurel ? Et quelles sont les limites optimales à recommandées afin de normaliser le risque sismique ?
- Quelle relation faut-il établir afin de lier la géométrie et les principaux facteurs qui influent sur le comportement non linéaire d'un voile-structurel et ce, en corrélation avec le facteur de comportement structurel R ?

5.5.- ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE METHODE DE LA POUSSEE PROGRESSIVE (PUSH-OVER) :

5.5.1.- Introduction :

La méthode de la poussée progressive, (le terme en anglais) (PUSHOVER), est une méthode de calcul qui a été initialement développée pour évaluer la capacité de résistance des structures existantes (réhabilitation sismique) dans le cadre des études de vulnérabilité sismique. De nos jours, elle est la méthode la plus implémentée dans les logiciels de calcul du fait qu'elle peut prendre en compte la non linéarité des matériaux, d'une part et d'autre part elle a été intégrée par un certain nombre de règlements de renom. Il s'agit d'une méthode statique, et il faut s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques. De plus comme les autres méthodes statiques, la méthode de poussée progressive ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. La méthode donne donc des résultats satisfaisant lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental (le premier mode) [14].

5.5.2- Approche philosophique :

La méthode Pushover est une analyse statique non linéaire dans laquelle un chargement horizontal est appliqué d'une manière progressive tout en respectant sa distribution jusqu'à atteindre la rupture [15] et [16]. L'analyse Pushover est supposée donner des informations sur le comportement post-élastique qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Les termes essentiels auxquels, cette méthode permet d'accéder sont présentés ci-après [15] et [16].

Détermination de la courbe de capacité de la structure et de déformation cible qui représente l'intersection de cette dernière avec la courbe de la demande sismique ;

- Les demandes réalistes en termes de forces et moments dans les éléments potentiellement fragiles ou sur-sollicités (poteaux, poutres, voiles-structuraux, les connections poteaux-poutres etc.) ;
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie induite par les séismes ;
- Evaluation du palier de la ductilité globale et les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ;
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception ;
- identification des séquences de formation des nœuds plastiques et le mécanisme de ruine potentiel ;
- Estimations des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et évaluer l'effet P- Δ.

5.5.3- Description Analytique :

Fajfar (1999, 2002) [17] suppose que les planchers sont rigides dans leur propre plan. Si les déplacements verticaux du bâtiment sont négligés, les déplacements des planchers sont limités à trois degrés de liberté (U_x , U_y , R_z).

Les degrés de liberté sont généralement pris au centre des masses et l'équation du mouvement d'un bâtiment MDOF soumis à un modèle de mouvement du sol de base sont les suivantes [[15] et [16] :

$$M\ddot{U} + F(U) = -MRa \quad \text{Eq.1}$$

où l'amortissement ξ est négligé, M est la matrice de masse, U et F sont des vecteurs représentant les déplacements et les forces internes, respectivement, R est le vecteur d'influence et a est l'accélération du sol en fonction du temps, c'est-à-dire $a = a(t)$. Dans le cas élastique linéaire,

$F = KU$ (où K est la matrice de rigidité de la structure). Pour le cas non linéaire, F dépend de l'historique des déplacements et pour un mouvement de sol unidirectionnel.

Où
$$U = \Phi \times D_t \quad \text{Eq.2}$$

En outre $U(x,t) = \Phi(x) \times D_t(t)$, où D_t est l'intensité au pseudo-temps de la forme de déplacement Φ , où « x » indique que la forme du déplacement dépend de l'emplacement du degré de liberté. Pour des raisons simplificatrices, Φ est normalisé de manière à ce que le déplacement du dernier étage soit égal à 1, c'est-à-dire $\Phi_n = 1$, donc le déplacement du dernier étage au temps t et donné par D_t . Dans l'analyse Pushover les charges latérales sont appliquées

au centre de masse de chaque étage (plancher infiniment rigide). Le vecteur des charges latérales P est :

$$P = p \times \psi = p \times M \times \Phi \quad \text{Eq.3}$$

La magnitude de la charge latérale est p , c'est-à-dire $p = p(t)$. La distribution des charges latérales est liée à la forme de déplacement supposée Φ . Il s'agit de la deuxième hypothèse de la procédure. Dans des modèles plus complexes avec des dalles déformables et avec des masses distribuées à chaque nœud, la charge, le vecteur de charge P est appliqué à tous les degrés de liberté avec une masse appliqué dans la direction du mouvement du sol.

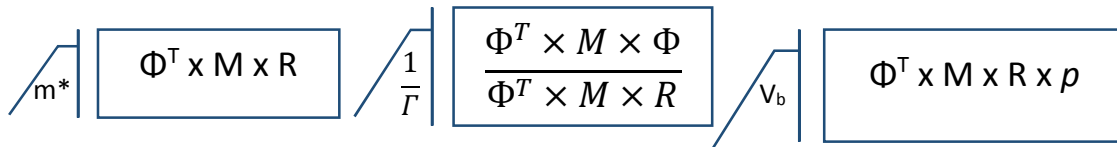
Il ressort de l'équation 4 que, dans un cadre de cisaillement, la force latérale dans le i -ème étage est proportionnelle à la composante Φ_i du déplacement supposé Φ , pondérée par la masse de l'étage m_i . Pour un mouvement du sol qui est appliquée dans la direction x .

$$P_i = p \times m_i \times \Phi_{x,i} \quad \text{Eq.4}$$

D'après la statique, il ressort que : $P = F$, c'est-à-dire que les forces internes F sont égales aux forces externes pseudo-statiques P . En introduisant les équations 3, 4 et 6 dans l'équation 1, et en pré-multipliant par Φ^T , on obtient :

$$\Phi^T \times M \times \Phi \times \ddot{D}t + \Phi^T \times M \times \Phi \times p = \Phi^T \times M \times R \times a \quad \text{Eq.5}$$

$$\Phi^T \times M \times R \times \frac{\Phi^T \times M \times \Phi \times \ddot{D}t}{\Phi^T \times M \times R} + \frac{\Phi^T \times M \times \Phi}{\Phi^T \times M \times R} + \Phi^T \times M \times R \times p = \Phi^T \times M \times R \times a \quad \text{Eq.6}$$



où m^* est la masse du bâtiment SDOF équivalent au bâtiment MDOF

$$m^* = \Phi^T \times M \times R \quad \text{Eq.7}$$

Pour un effort tranchant dû à un mouvement du sol appliqué dans la direction x :

$$m^* = \sum m_i \times \Phi_{x,i} \quad \text{Eq.8}$$

La constante Γ , contrôle la transformation de MDOF en SDOF et inversement :

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \times M \times R}{\Phi^T \times M \times \Phi} \quad \text{Eq.9}$$

Pour un effort tranchant dû à un mouvement du sol appliqué dans la direction x :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \times \Phi_{x,i}}{\sum m_i \times \Phi_{x,i}^2} \quad \text{Eq.10}$$

Γ est un facteur qui, pour Φ est le facteur de participation modal. V_b est l'effort tranchant de base dans la direction du mouvement du sol. A partir de l'équation 3 il s'ensuit que :

$$V = \Phi^T \times M \times R \times p \tag{Eq.11}$$

L'effort tranchant de base du a un mouvement du sol appliqué dans la direction x :

$$V_x = p \times \sum m_i \times \Phi_{x,i} \tag{Eq.12}$$

L'équation 7 devient donc l'équation du SDOF équivalent au bâtiment MDOF :

$$m\ddot{D} + F^* = -m^* a$$

$$\text{avec : } D^* = \frac{D_t}{\Gamma}, F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \tag{Eq.13}$$

La dérivation ci-dessus permet de transformer les courbes de capacité Pushover MDOF de la figure 5.6 en courbes de Pushover pour le système SDOF équivalent.

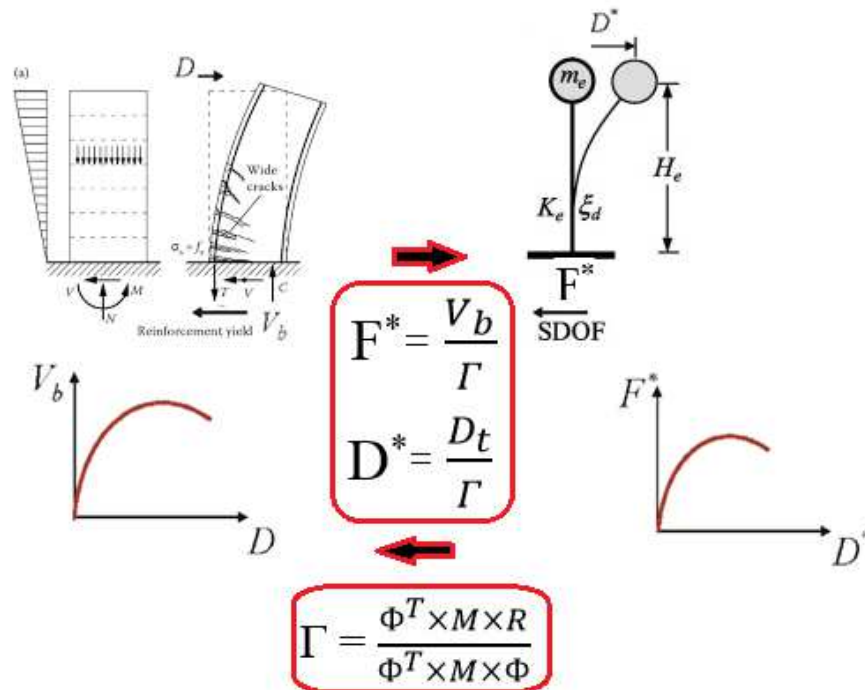


Figure 5.6 : Facteur de transformation Γ [15] et [16].

Il faut noter que la rigidité du système reste la même et que le facteur de transformation Γ dépend de la forme du déplacement supposé Φ , (différentes forme de Φ existe, deux formes de Φ sont suggérées dans l'EC8 :

- $\Phi = \Phi_I$, donc : $\Gamma = \frac{\Phi_I^T \times M \times R}{\Phi_I^T \times M \times \Phi_I}$
- $\Phi = R$, donc : $\Gamma = 1$

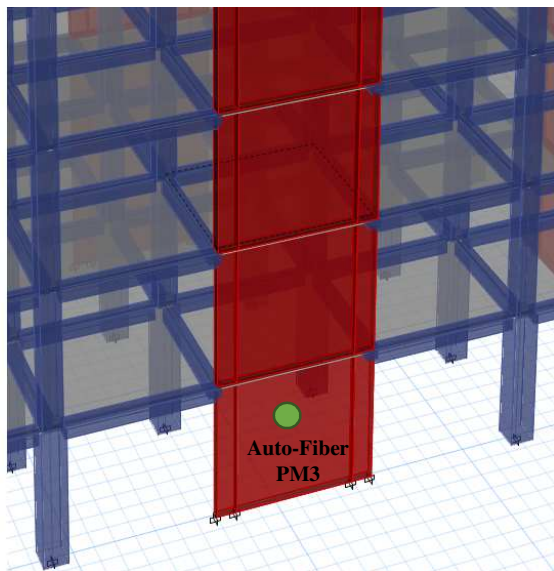
5.5.4.- Procédure de calcul de la méthode du Spectre de Capacité :

L'analyse de la poussée progressive est conduite en soumettant une structure à un modèle monotone de forces croissantes, représentant les forces latérales d'inertie que subirait la structure quand elle est soumise à un mouvement de sol. La procédure de calcul des capacités par la méthode statique non linéaire basée sur le code parasismique européen EC8 [8] et l'ATC 40[18] ainsi que les recommandations de l'agence fédérale américaine de la gestion des urgences dans le document FEMA-356 [19] comporte les étapes suivantes :

5.5.4.1.-Définition de la structure et loi de comportement des nœuds plastiques :

Cette étape consiste à modéliser la structure en introduisant les caractéristique géométriques et mécaniques usuelles ainsi qu'un modèle de comportement non linéaire des nœuds plastiques qui sont supposés se former aux extrémités des éléments longitudinaux, On emploie généralement des modèles moment- rotation bi-linéaire ou tri-linéaire, adaptés au calcul (Pushover) figure 5.7.

a)



Fiber	Area m²	Coord2 m	Material	Color
1	0.0561	-1.40625	UNConfined Concrete	Green
2	0.1122	-1.125	UNConfined Concrete	Green
3	0.1122	-0.75	UNConfined Concrete	Green
4	0.1122	-0.375	UNConfined Concrete	Green
5	0.1122	0	UNConfined Concrete	Green
6	0.1122	0.375	UNConfined Concrete	Green
7	0.1122	0.75	UNConfined Concrete	Green
8	0.1122	1.125	UNConfined Concrete	Green
9	0.0561	1.40625	UNConfined Concrete	Green
10	0.0003	1.4125	Dabur	Red

b)

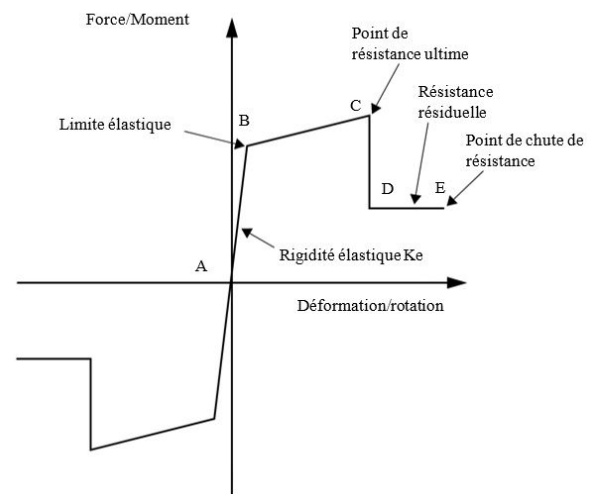
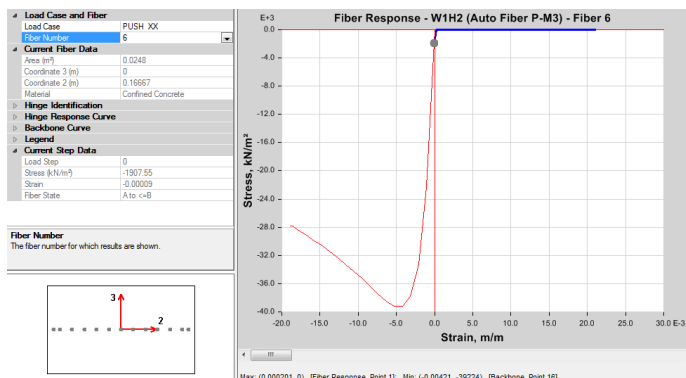


Figure 5.7 : a)-Idéalisation de la Rotule pour le modèle à base d'éléments –Fibres Modèle b)- Force/Moment-déformation Rotation Multi-Linéaire.

5.5.4.2.-Définition de la distribution de la force latérale :

L'utilisation de la méthode d'analyse en poussée progressive pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées, car cette distribution est constante au cours de l'analyse. En réalité la distribution qui se développe lors d'une analyse temporelle élasto-plastique varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure et tient compte de la participation de tous les modes dont les périodes sont couvertes par le pas de temps choisi [15] et [16].

Il existe plusieurs distributions des forces horizontales à savoir :

- Distribution uniforme : $S_j = m_j$.
- Distribution en mode fondamental : $S_j = m_j \phi_{j1}$, ou m_j est la masse et ϕ_{j1} est la valeur du mode propre à l'étage i .
- Force Latérale Équivalente (ELF) : $S_j = h_j^k$, ou h_j est la hauteur d'étage i à partir de la base, et l'exposant $k = 1$ pour la période fondamentale $T \leq 0,5$ sec, $k = 2$ pour $T \geq 2.5$ sec, et varie linéairement entre eux.
- Distribution SRSS: (rappel de la définition de SRSS) S est défini par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse par un spectre de réponse de la structure, supposée être élastique et linéaire;

$$\text{- Distribution modale : } S_j = \frac{m_j \times \phi_{j1}}{\sum m_j \times \phi_{j1}} \times S \quad \text{Eq.14}$$

m_j est la masse de l'étage i et ϕ_{j1} est l'amplitude du mode fondamentale au niveau i , l'Eurocode 8, recommande l'utilisation d'au moins deux des distributions sus-citées, telle qu'un schéma « uniforme », fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) et un schéma "modal", proportionnel aux forces latérales correspondant à la distribution des forces latérales déterminée dans l'analyse élastique. Les charges latérales doivent être appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle figure 5.8.

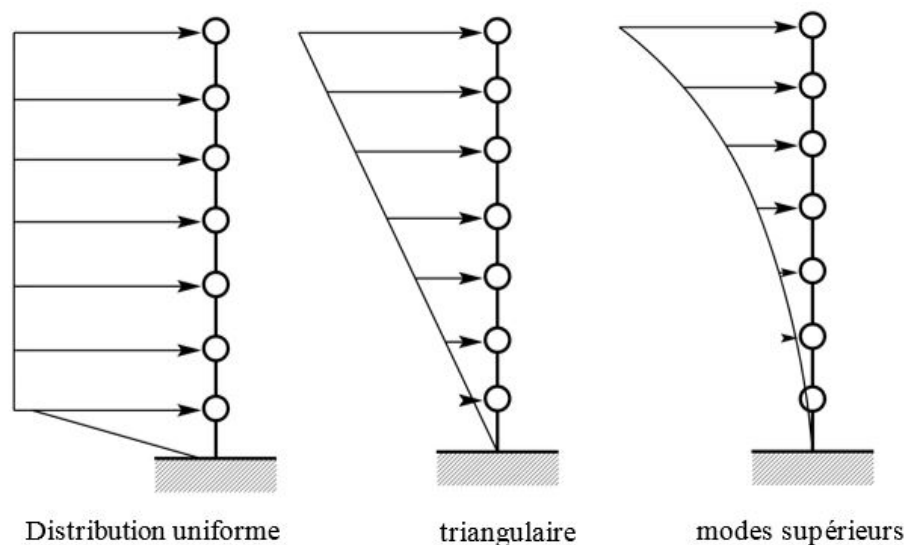


Figure 5.8 : Distribution de forces horizontales associées [14]

5.5.4.3.- Détermination de la demande sismique :

La demande sismique peut être représentée en utilisant le spectre de réponse élastique sans tenir compte de la réduction de l'effort sismique. Mais ce spectre doit être mis sous forme d'un spectre d'accélération en fonction du déplacement A-D [15] et [16].

1)-Spectre élastique :

La relation entre le déplacement et l'accélération pour un système élastique illimité est donnée

$$\text{par : } S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_{ae} \quad \text{Eq.15}$$

Où S_{ae} et S_{de} sont les valeurs des accélérations et déplacements et spectraux pour des périodes T et pour un coefficient d'amortissement ξ

La figure 5.9 est présentée dans des axes accélération/déplacement.

Une période T_i peut être représentée par la droite radiale partant de l'origine du système de coordonnées jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées

$$S_{ae} \times (T_i) \text{ et } S_{de} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \times S_{ae} \times (T_i) \quad \text{Eq.16}$$

2)-Spectre inélastique pour une ductilité constante [14] et [15]. .

Pour un système ayant une loi de comportement force déformation bilinéaire, le déplacement spectral S_d et l'accélération spectrale S_a peuvent être obtenue à partir d'un spectre élastique comme suit

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad , \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \times S_{de}$$

Où μ est la ductilité définie comme le rapport entre la déformation maximale et la déformation élastique, et R est le facteur de comportement (différent du facteur de comportement utilisé dans la méthode statique équivalente).

Une expression simple reliant le facteur de comportement et la ductilité (recommandé par l'Eurocode 8 en annexe B) est la suivante :

$$R_\mu = (\mu - 1) \times \frac{T}{T_c} + 1 \text{ pour } T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \text{ pour } T > T_c$$

T_c est la période entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes, typiquement défini comme le point marquant la fin du palier des accélérations spectrales constantes. Notons que le déplacement cible ou le point de performance peut être déterminé analytiquement sans le tracé du spectre inélastique figure 5.9.

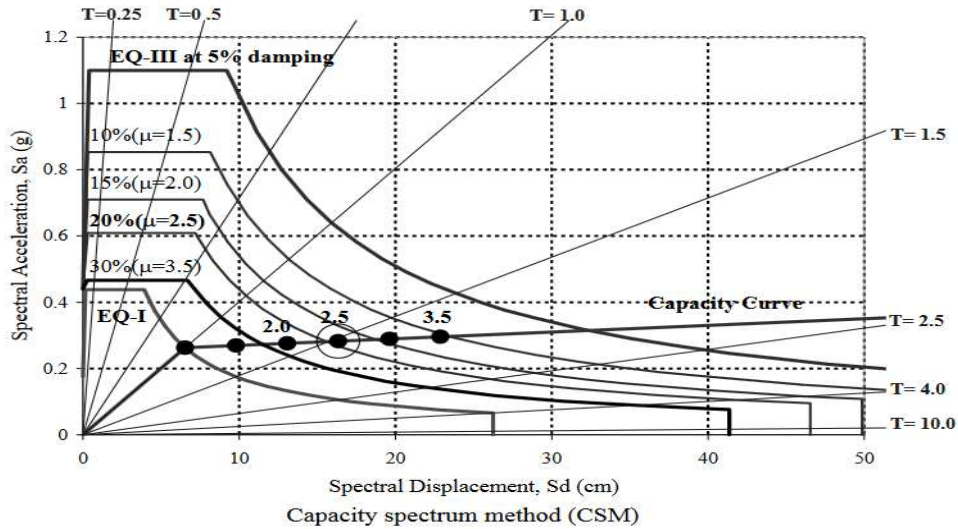


Figure 5.9 : Spectre d'accélération –déplacement (A-D) (web).

3).- Analyse statique non linéaire :

En utilisant le modèle défini dans l'étape 1, il s'agit dans cette phase d'effectuer une analyse statique non linéaire (Pushover) sous des charges de gravité constantes et des forces latérales définies dans l'étape 2 appliquées d'une manière monotone croissante. On choisit ensuite un nœud de contrôle qui permet de suivre le déplacement de la structure, il peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut (dernier niveau). Son déplacement par rapport à l'effort tranchant à la base permet d'obtenir la courbe de capacité de la structure figure 5.10 [15] et [16].

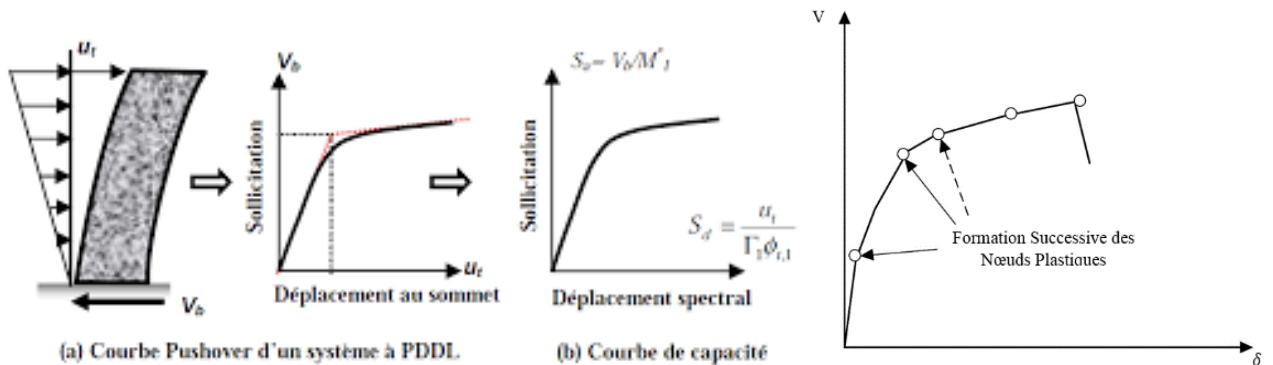


Figure 5.10 : Courbe Capacité

4).- Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté :

Pour pouvoir associer les résultats (courbe V-δ) de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent (l'offre de déformation), à la (demande de déformation) donnée par le spectre A-D, on définit un système à un seul degré de liberté (SSDL) de masse m^* et de période T^* , équivalent à la structure multimodale comme suit :

La masse d'un système SSDL équivalent :

$$m^* = \sum m_i \times \phi_i \quad \text{Eq.17}$$

m_i est la masse dans chaque plancher, et ϕ_i est la valeur de la forme du mode normalisée tel que $\phi_i n$ ou n est le nœud de contrôle. Le coefficient de transformation est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \phi_{i2}} \quad \text{Eq.18}$$

La force V^* et le déplacement δ^* d'un système équivalent à un seul degré de liberté peuvent être calculés par : $V^* = \frac{V}{\Gamma}$, $\delta^* = \frac{\delta}{\Gamma}$ Eq.19

V et δ sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle du système à plusieurs degrés de liberté. La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par : $\delta_y^* = 2 \left(\delta_m^* - \frac{E_m^*}{V_y^*} \right)$ Eq.20

L'effort plastique V_y^* , représente la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base au moment de la formation du mécanisme plastique. La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force/déformation réelle et idéalisée soient égales figure 5.11. Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté, est donné par Eq.20. E_m^* est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

5).-Linéarisation de la courbe de capacité et comparaison avec le spectre de la demande :

Afin de comparer la courbe de capacité à la courbe de demande donnée par le spectre de conception, les courbes de Pushover non linéaires des SDOF sont approximées par des courbes élastiques-parfaitement plastiques (ou bilinéaires) Eurocode8 [8] , cette transformation peut être basée sur le principe d'égalité d'énergie. Une cible de déplacement D_m^* , est supposé, et une énergie égale est supposée entre les courbes Pushover bilinéaires et non linéaires. Cette procédure simple est illustrée dans la Figure 5.11a.

La bi-linéarisation de la figure 6 donne la force d'élasticité et le déplacement d'élasticité :

$D_y^* = 2 \times \left(D_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$, qui permettent de calculer la période élastique initiale comme suit :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \times D_y^*}{F^*}}$$

Puis, la courbe de capacité est transformée en spectre de capacité en normalisant la force F^* par rapport au poids SDOF $m^* \times g$. Le spectre de capacité résultant est illustré à la figure 5.11b.

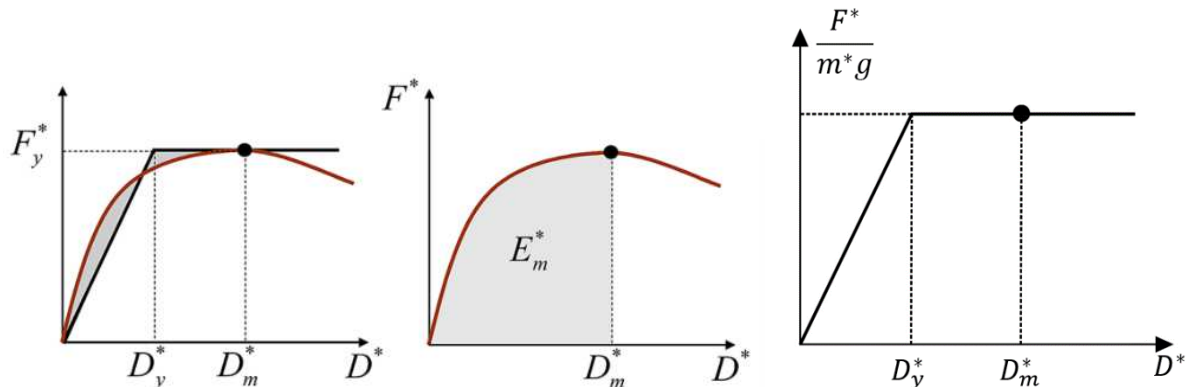


Figure 5.11 : a)- Bi-linéarisation de la courbe de capacité des SDOF, b) Spectre de capacité SDOF [15].

6)- Courbe de Capacité de la structure A-D et déplacement cible du SSDL :

La courbe de capacité caractérisant -l'offre de déformation obtenue dans l'étape 4 est transformée en courbe A-D pour un SSDL en divisant l'effort tranchant par la masse équivalente [14] :

$$S_a = \frac{V^*}{m^*}$$

Le déplacement cible est le point d'intersection de la courbe de capacité et la courbe de la demande représentée par le spectre inélastique déterminé dans l'étape 3. Analytiquement, le déplacement cible est obtenu comme suit :

a) $T^* < T_c$ (domaine des périodes courtes) :

Si $S_a = \frac{V^*}{m^*} \mu, S_{ae} \times (T^*)$ donc $S_d = S_{de}$

Si $S_a = \frac{V^*}{m^*} < S_{ae} \times (T^*)$

$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \times \left(1 + (R_\mu - 1) \times \frac{T_c}{T^*} \right)$ Ou $R_u = \frac{S_{ae}}{S_a}$ est le rapport entre l'accélération dans la

structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération dans la structure avec une résistance limitée, figure 5.12.

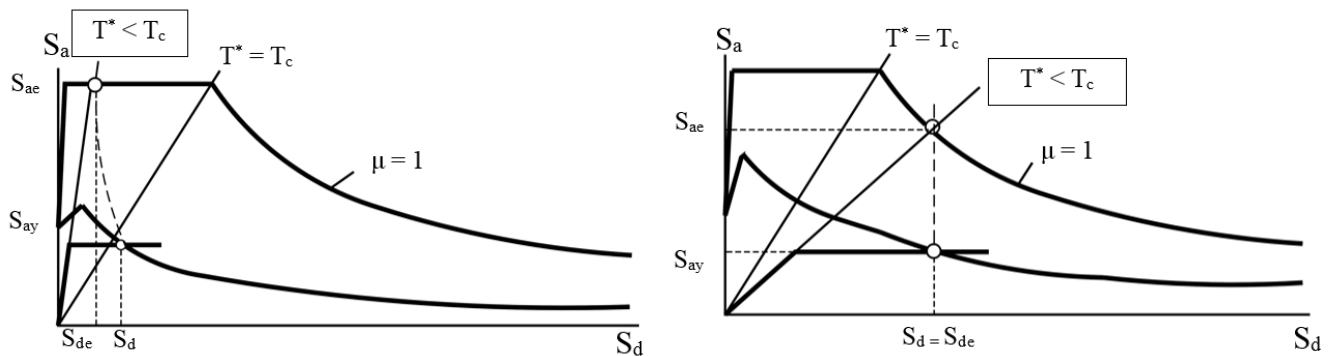


Figure 5.12 : a)- $T^* \leq T_c$ Courbe de capacité de la structure et de la demande sismique, domaine des périodes courtes, b)- $T^* > T_c$ domaine des périodes moyenne et longues $S_d = S_{de}$

7)- Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté et évaluation de la demande globale et locale [15] et [16] :

Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par :

$$\delta = S_{de} \Gamma$$

Le déplacement cible correspond au nœud de contrôle. La demande globale et la demande locale (déplacements inter-étages, plastification des nœuds et efforts dans les éléments etc.) sont déterminés par analyse statique non linéaire en poussée progressive jusqu'au déplacement cible. Ce dernier représente une limite approximative moyenne qui peut être dépassée dans certains cas. Pour tenir compte des cas extrêmes le code FEMA 273 [20] recommande d'évaluer la performance de la structure en poussée progressive jusqu'à 150% du déplacement cible. L'évaluation du niveau de la performance consiste à vérifier si des composantes ou des actions

remplissent certaines conditions de performance prescrit. Pour les actions avec contrôle en déformation, les demandes en déformations sont comparées aux capacités maximales admissibles. Pour les actions avec contrôle en chargement, la capacité de résistance est comparée avec la demande en force. Si les valeurs admissibles sont dépassées, alors l'élément est supposé violer le critère de performance.

5.6.-CAS D'ETUDE :

5.6.1.- Description de la structure :

Les deux structures choisies pour l'analyse de cette étude sont des structures régulières en plan et en élévation et contreventées par des voiles en béton armé dans les deux sens comportant respectivement 7 (Rdc+6) et 13 (Rdc+12) niveaux figure 5.13 et qui représentent la limite après laquelle le comportement du voile-structurel est gouverné par la flexion. Les planchers sont de type dalle pleine de 15 cm d'épaisseur assurant des diaphragmes rigides supportant respectivement une charge permanente de 3.1 kN/m² et 2.41 kN/m² et une surcharge d'exploitation de 1 kN/m² et 1.5 kN/m² pour la terrasse et l'étage courant. Le coffrage des éléments structuraux constituant la structure ainsi que leurs ferrailages respectifs sont indiqués dans le tableau 5.1.

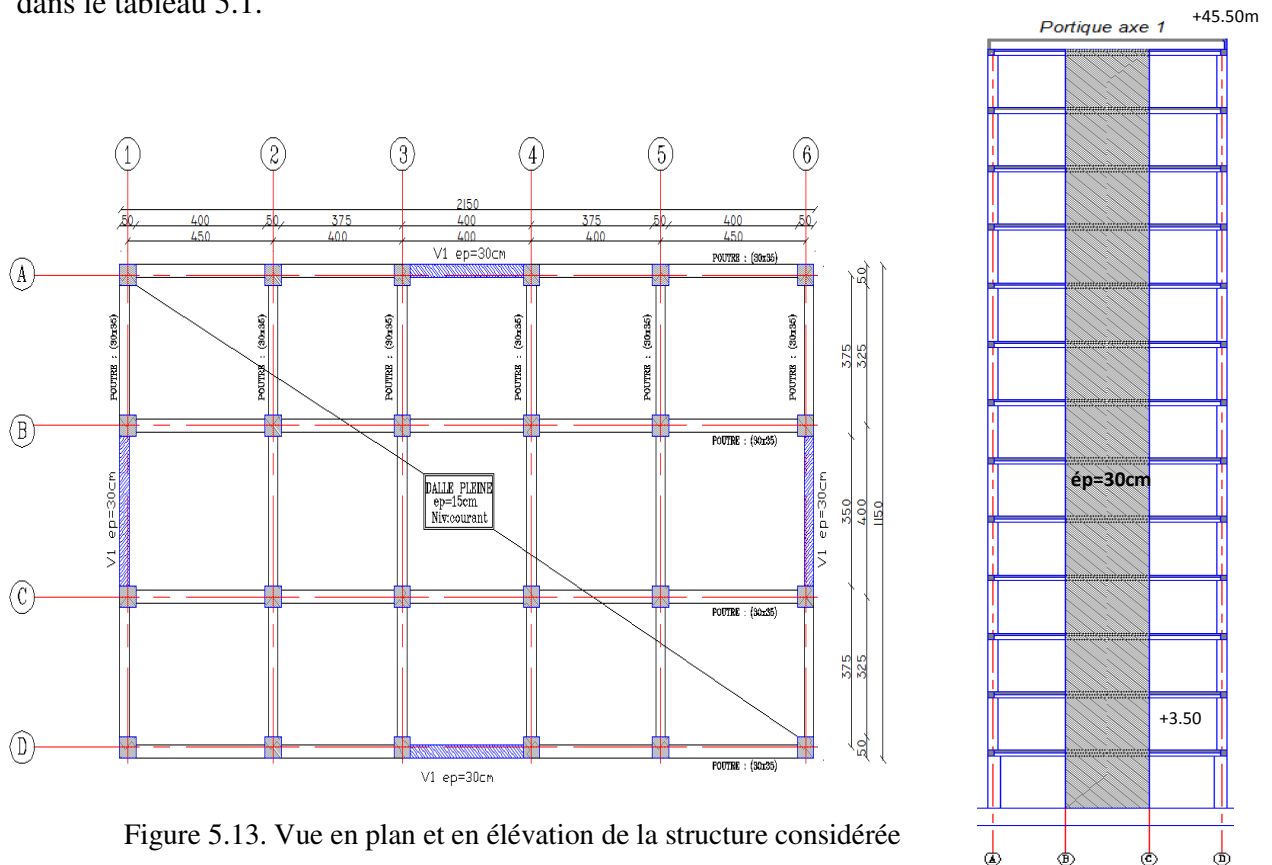


Figure 5.13. Vue en plan et en élévation de la structure considérée

Tableau 5.1 Détails des éléments structuraux
Les propriétés des matériaux utilisés sont regroupées dans le tableau suivant :

E l é m e n t s	Dimensions (cm)	R+12			
		Ferrailage zone courante		Ferrailage zone confinée	
		Long	Transv	Long	Transv
Voile	400x30	T10@20	T10@10	T12@10	T10@10
Poteau	60x60	8T20	-	-	-
	50x50	4T20+4T16	-	-	-
Poutre	30x35	2x3T14	-	-	-
R+6					
Voile	400x25	T10@20	T10@10	T12@10	T10@10
Poteau	40x40	8T16	-	-	-
Poutre	30x35	2x3T14	-	-	-

Tableau 5.2 : Propriétés des matériaux des éléments structuraux

Propriétés	MPa
Résistance à la compression du béton (f_{c28})	30
Module d'élasticité du béton (E_c)	27743
Contrainte d'écoulement de l'acier (f_y)	420
Contrainte ultime de l'acier (f_u)	620
Module d'élasticité de l'acier (E_s)	200000

5.6.2.- Modélisation des rotules plastiques :

La courbe force-déformation caractérisant le comportement de la rotule plastique est nécessaire figure 5.14 et 5.15. Les points compris entre B et C caractérisent les critères d'acceptance de l'ATC-40, à savoir : IO (occupation immédiate), LS (vie sauve) et CP (pré-ruine). Ces 3 niveaux de performance correspondent respectivement à 10%, 60% et 90% d'incursion dans le domaine plastiques.

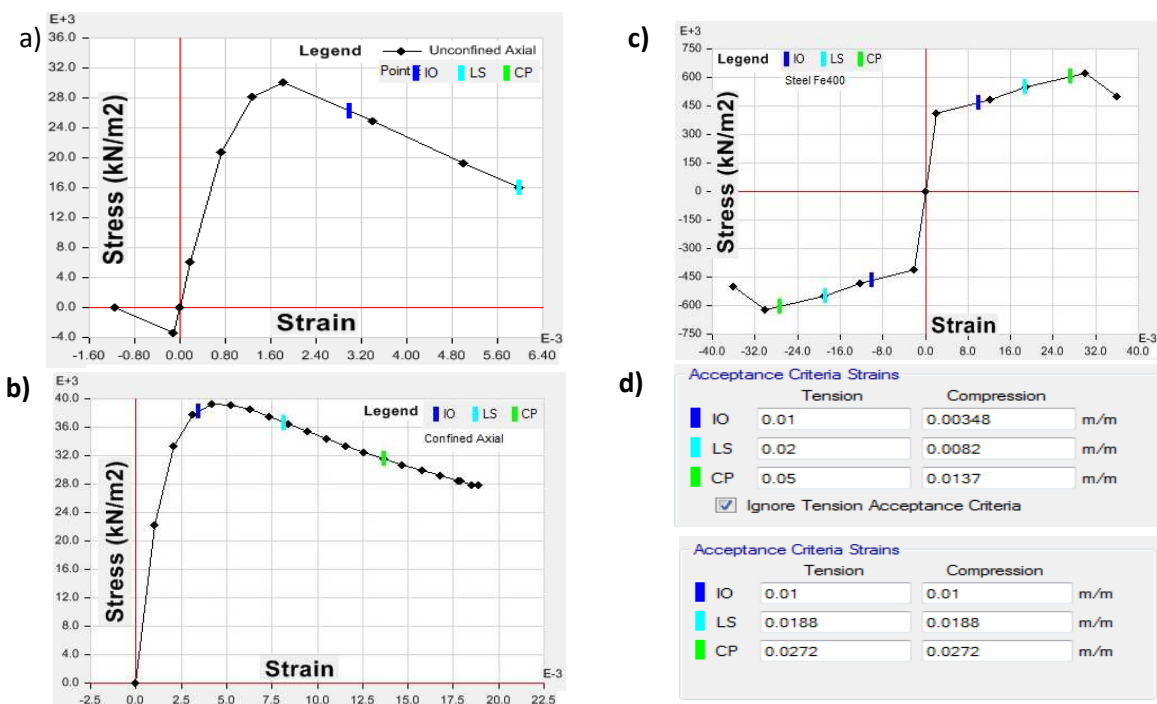


Figure 5.14 : a.- Courbe contrainte –déformation béton non confiné
b.- Courbe contrainte –déformation béton confiné
c.- Courbe contrainte –déformation Acier Fe400
d.- Etat limite d'acceptance acier béton pour le modèle fiber et layer

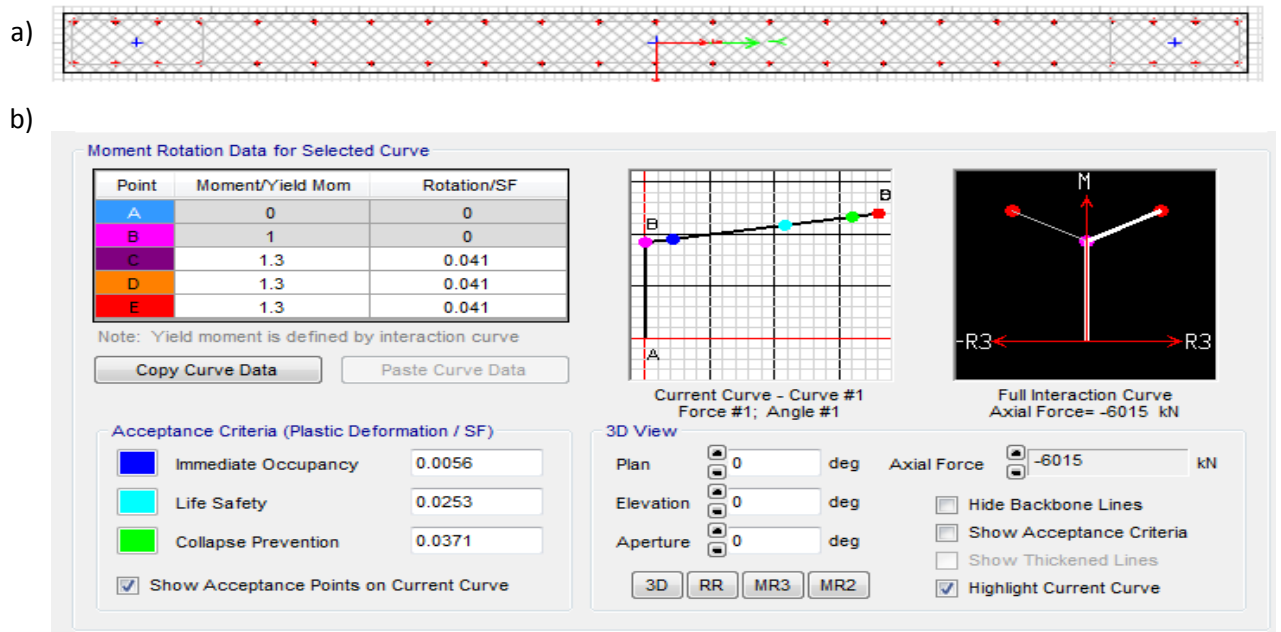


Figure 5.15 : a.- Section transversale du modèle « Pier »
 b.- Etat limite d'acceptance acier béton du modèle « Pier » Moment Courbure (M- Φ).

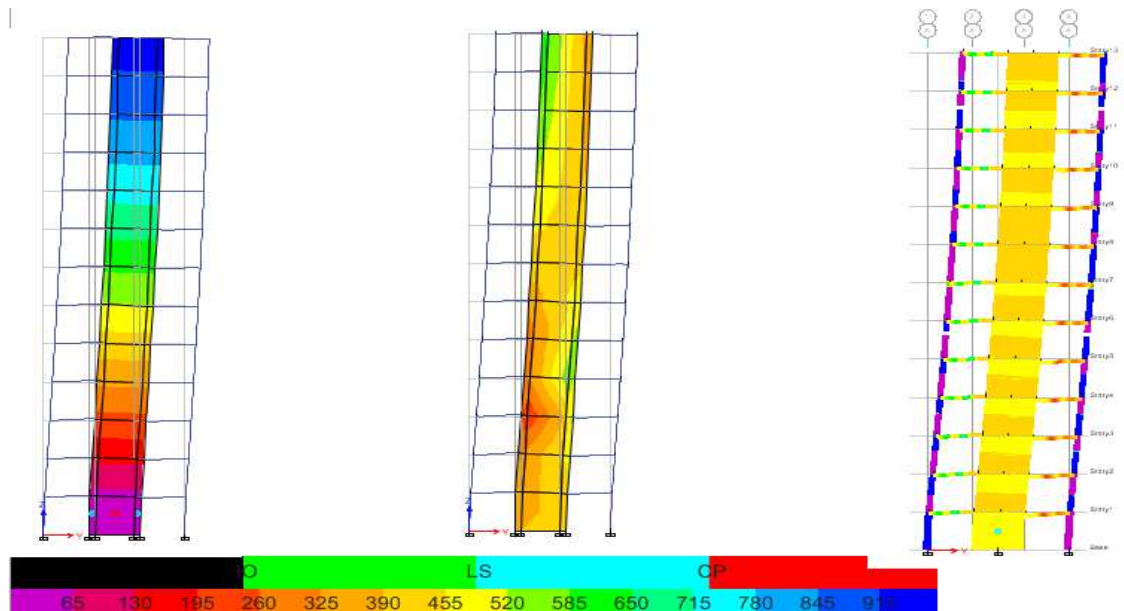


Figure 5.16 : Courbes d'évolution des contraintes et déformations acier-béton le long du voile.

5.6.3.- Présentation et discussion des résultats de l'analyse Pushover :

Le comportement global donné par les modèles sélectionnés est représenté sur la figure 5.16. Les courbes force-déplacement respectives aux modèles précités figure 5.17, présentent une allure globale similaire et enregistrant pour un déplacement relatif (drift) de 2 % un effort tranchant presque le même. Cependant les résultats issus des modèles à caractère réparti (Fiber et Layer) sont confondus.

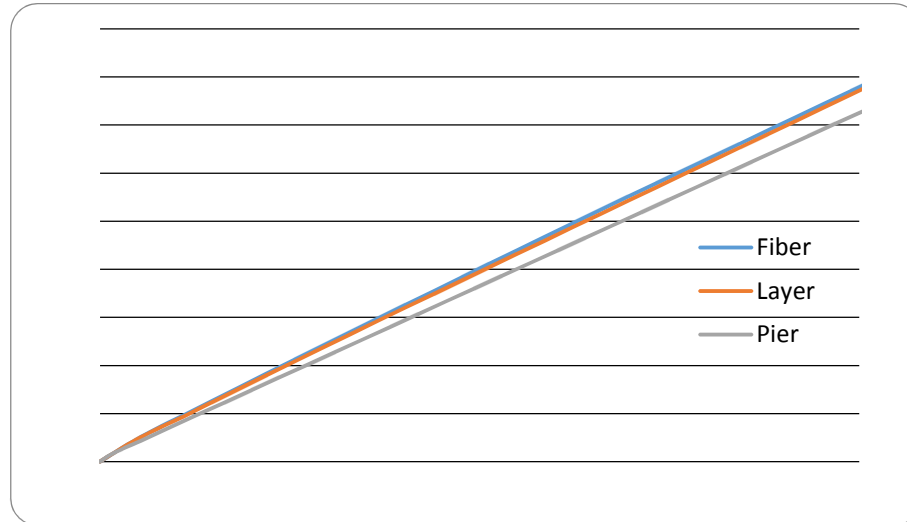


Figure 5.17 : Effort tranchant de base (KN) – déplacement.

Si le comportement local est à considérer, le modèle fibre est le plus généreux du fait qu'il permet la visualisation du comportement d'une manière totale le long du voile figure 5.18 (déformations et contraintes), élément (rotation). Le modèle layer permet de visualiser le comportement non linéaire tout le long de la section du voile considéré à travers des iso-contraintes et d'apprécier le comportement structurel global (effort-déplacement), cependant la rotation des éléments n'est pas reportée. Le modèle à caractère concentré est limité du fait qu'il offre qu'une appréciation globale effort-déplacement ainsi que la rotation de l'élément considéré en faisant abstraction du comportement des matériaux.

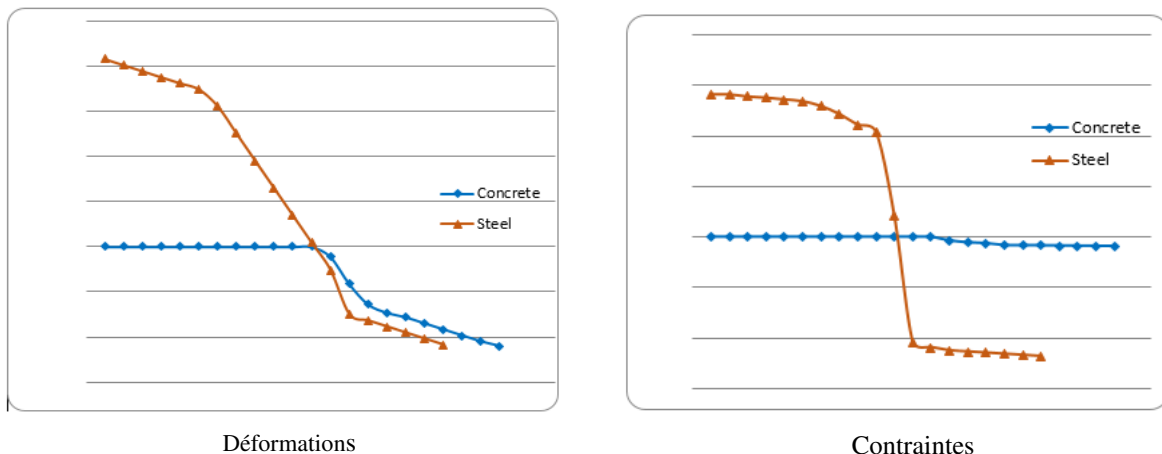


Figure 5.18 : Courbes d'évolution contraintes- déformations acier-béton le long du voile au niveau sectionnel

Les résultats de l'analyse Pushover menée sur les structures en question (R+12) et (R+6) sont représentées sur la figure 5.19 :

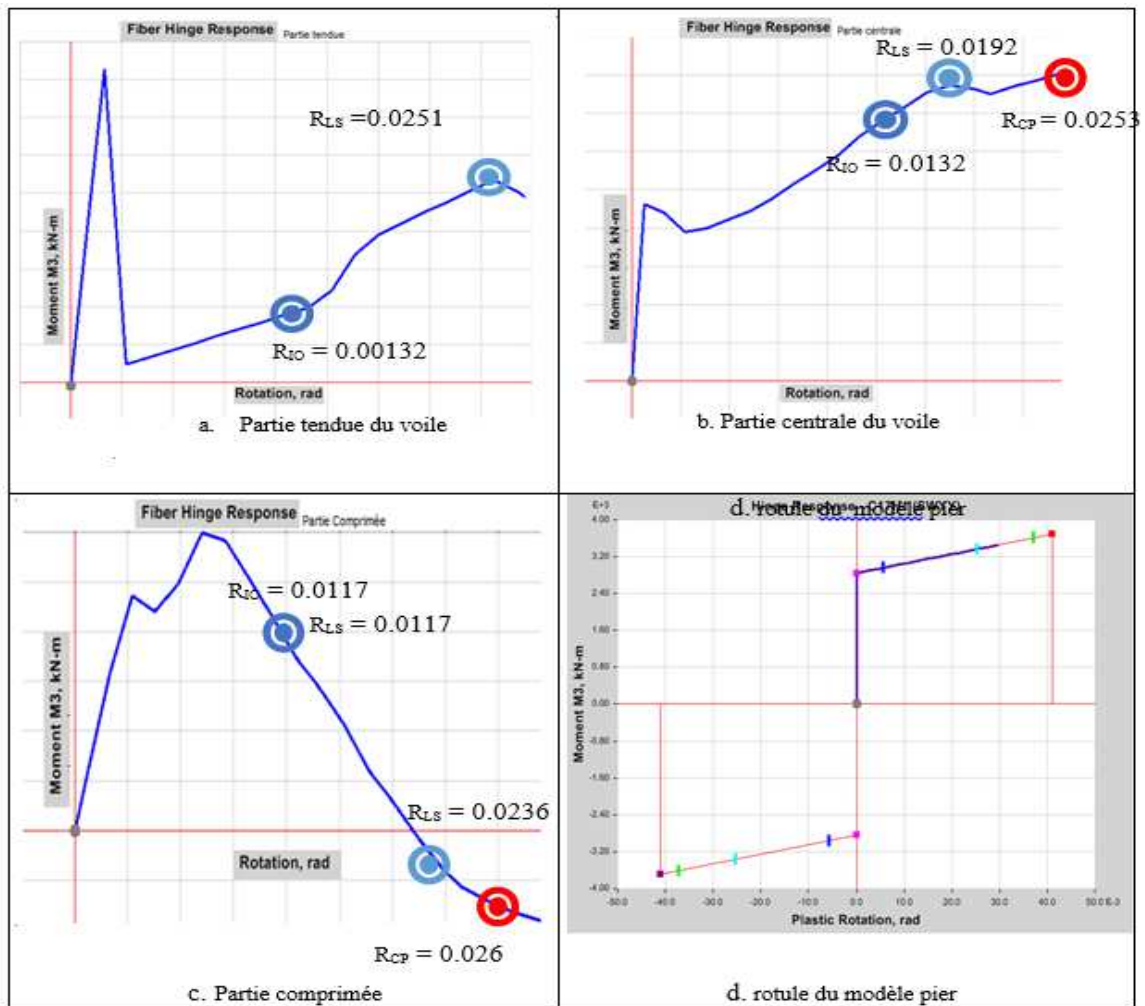


Figure 5.19 : Evolution de la formation de la rotule plastique.

La figures 5.19 (a, b et c) montrent la séquence de formation d'un mécanisme de rôtulation aux niveaux des différentes régions du voile en B.A , zone tendue, centrale et comprimée pour le modèle élément fibre ce qui permet une lecture riche. La figure d spécifique au modèle pier affiche l'évolution de la plastification de la rotule unique au niveau du centre du voile ce qui donne une lecture limitée de la dissipation de la zone plastique.

N.B : La lecture continue contraintes – déformations le long de l'élément par les modèles à rotule répartie a permis de situer exactement la zone vulnérable qui consiste en la partie centrale par rupture des aciers (voir tableaux ci-dessus).

5.6.4.- Conclusions :

L'étude menée sur l'incidence de la modélisation des rotules plastiques sur le comportement non linéaire des voiles en BA a montré que les modèles à caractère réparti (fibre et layer) restent les plus indiqués du fait qu'ils permettent la modélisation des zones confinées et les zones courantes séparément ainsi qu'une exploitation rationnelle le long de l'élément. Ceci permet de déceler les zones vulnérables d'une manière précise. Cependant l'élément fibre permet une exploitation plus riche ; déformation et contraintes des matériaux, rotation de l'élément localement et une lecture appropriée du comportement global de la structure (effort-déplacement). Concernant le modèle à rotule concentrée (pier), ce dernier offre une lecture très limitée se résumant sur le plan local à l'évolution de la rotation de l'élément.

Références :

- [1] Aktan, A. E. and Bertero, V. V. [1984] "Seismic response of R/C frame-wall structures," *Journal of Structural Engineering, ASCE* 110(8), 1803-1821.
- [2] Aktan, A. E. and Nelson, G. E. [1988] "Problems in predicting seismic responses of RC buildings," *Journal of Structural Engineering, ASCE* 114(9), 2036-2056. Sébastien Gieu. Ductilité des structures en béton armé. Génie civil. 2012. dumas-00985264 MINISTERE DE L'HABITAT DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R. - B.C. 2-41 CBA93.
- [3] BAEL 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites DTU P 18-702.
- [4] Eurocode 2 Calcul des structures en béton NF EN 1992-1-1 Octobre 2005
- [5] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) An ACI Standard and Commentary.
- [6] NZS 3101:2006 'Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings' Standards Association of New Zealand.
- [7] Ying Zhou^{*1}, Dan Zhang², Zhihua Huang³ and Dan Li⁴ Deformation Capacity and Performance-Based Seismic Design for Reinforced Concrete Shear Walls.
- [8] European Standard. "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance — Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings." European Committee for Standardization, (2003).
- [9] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kovalsky Displacement-Based Seismic Design Of Structure IUSS PRESS, Paris, ITALY. 2007.
- [10] ASCE 41-17 "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings." Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers
- [11] A., Atmani, Boudaoud Z., and Djebbar N. "Influence of the Plastic Length on the Seismic Response of RC Shear Wall Resisting Structures." In 4th ECOCEE, 17-18 June 2019. Istanbul, Turkey, (2019).
- [12] A., Atmani, Boudaoud Z., and Djebbar N. « Etude critique de différentes approches de modélisation du comportement de la réponse inélastique des voiles pleins en béton armé » Séminaire SIGCOran 2018
- [13] Ali Atmani¹, Zinnedine Boudaoud¹ et Nabil Djebbar² "Slenderness Ratio and Influencing Parameters on the NL Behaviour of RC Shear Wall" *Civil Engineering Journal* (E-ISSN: 2476-3055; ISSN: 2676-6957) Vol. 7, No. 12, December, 2021.

- [14] P_r.Bourahla Nouredine Methode Statique et Dynamique Non Lineaire La Lettre du CTC Centre 2011.
- [15] Belgasmia, M., & Moussaoui, S. (2013). Comparison of Static Pushover Analysis in the case of Small and Large Deformation with Time History Analysis Using Flexibility-Based Model for an existing Structure. *International Journal of Current Engineering and Technologie*, 3(2), 655–665
- [16] Spyridon Themelis “Pushover Analysis For Seismic Assessment and Design of Structures” October 2008 Heriot-Watt University.
- [17] Naser Kabashi and Hajdar Sadiku “METHOD N2 – ACCORDING TO FAJFAR”
- [18] ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1
- [19] FEMA Prestandard, "commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356)." Washington, DC: Federal Emergency Management Agency 7, no. 2 (2000).
- [20] Fema 273 /October 1997 Nehr Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Buildings.

CHAPITRE 06

ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES FACTEURS INFLUANT LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UN VOILE STRUCTUREL EN BETON ARME

« De nature l'Homme influe et influencé, il est de même pour la matière » A.A.

CHAPITRE 06 : ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES FACTEURS INFLUANT LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UN VOILE STRUCTUREL EN BETON ARME

6.1. Introduction

Vue leur grande rigidité latérale les voiles structuraux en béton armé sont utilisés dans les systèmes de contreventement pour limiter les déformations latérales d'où l'endommagement résultant après une attaque sismique tout en fournissant la capacité de résistance nécessaire pour son contrôle. Ils peuvent aussi emmagasiner une importante capacité de ductilité leur permettant d'exhiber un comportement NL dissipatif d'énergie. Ce chapitre se concentre sur le comportement NL des voiles structuraux ductiles et prend en charge l'étude des principaux paramètres influant ce comportement dans le but d'étendre la compréhension des voiles structuraux. La proposition de nouvelles limites de déformation concordantes avec différents états limites d'endommagement traduisant de degré d'incursion dans le domaine plastique pourra être considérée comme l'une des mises en valeur du travail en question. Ces limites pourront servir à hisser la procédure de dimensionnement du code RPA99 basée sur l'approche en force en une procédure s'accordant avec une approche basée sur la performance.

Selon la valeur de l'élancement (h_w/l_w), les voiles structuraux sont classés en deux groupes [1] :

- Les voiles ductiles : Lorsque l'élancement géométrique (h_w/l_w), d'un voile est supérieur à deux, et conçu pour garantir que des charnières plastiques peuvent se former à des localités prédéterminées appelées rotules plastiques (ductilité de déplacement $\mu_{\Delta} \approx 4$).
- Les voiles à ductilité limitée : Lorsque des rotules de flexion ductiles ne peuvent pas se développer dans les voiles structurels, et les forces de cisaillement induites par les séismes seront plus importantes (ductilité de déplacement $\mu_{\Delta} = 1,6$).

Un travail de simulation numérique a été réalisé à l'aide du logiciel Peform3D qui dispose de deux types de macro-modèles implémentés dans le programme pour modéliser les voiles-structuraux à savoir : « Shear wall element » et « General shear wall element » [2]. Le voile structurel est subdivisé en une série de fibres verticales combinées à un élément surfacique représentant le cisaillement conventionnel. L'élément General Wall est utilisé pour simuler la force axiale, la flexion et la résistance au cisaillement (cisaillement conventionnel) en plus de l'introduction de l'effet des bielles diagonales en compression et en traction. Cet élément « Général-Wall » a été retenu pour la suite de l'étude. Le macro-modèle couplé cisaillement-flexion choisi a été calibré avec des spécimens expérimentaux cycliques bien connus. Le modèle calibré a été utilisé ensuite pour mener l'investigation paramétriques en considérant les principaux paramètres qui influencent le comportement NL des voiles structuraux.

L'étude menée a révélé que les capacités de résistance et de déformation des voiles structuraux en béton armé sont sensibles à la résistance du béton (f_{c28}), à l'effort normal réduit (ν), au rapport d'armature longitudinale (ρ_l) et à l'étendue de la rotule plastique (L_p), tandis qu'elles restent moins sensibles au rapport d'acier transversal (ρ_{sh}) et à la profondeur de la zone de confinement CS. Le rapport d'élancement (λ) s'est avéré être le facteur déterminant pour la réponse NL des voiles-structuraux. Il est à signaler l'existence d'une divergence entre l'EC8 [3] et ASCE/SEI41-13[4] quant à la définition du voile-structurel élancé. En effet, la valeur de

l'élançement (λ) qui marque le début d'un comportement purement flexionnel recommandé par EC8 ($\lambda > 2$), est très différente de la valeur de l'ASCE/SEI 41-13 ($\lambda > 3$), en plus, d'être exprimée comme une grandeur géométrique (h_w/l_w) en faisant abstraction de l'incidence de l'effort normal réduit v . Cette ambiguïté a été soulevée par un travail qui a permis d'explorer la plage de valeurs d'élançement (λ) recommandées par ces deux codes. La synthèse des résultats obtenus a permis de proposer une nouvelle limite de λ conjointement avec des limites de déformation concordantes avec différents états limites (θ_{IO} , θ_{LS} , θ_{NC}) pour une section normalement renforcée. Ces propositions peuvent être utilisées comme des outils de contrôle dans conception structurelle

6.2. Modélisation

Il existe deux grandes familles de modèles utilisés dans la simulation numérique de la réponse inélastique des structures de voiles structuraux en béton armé [5] :

6.2.1. Modèles microscopiques

Ces modèles sont basés sur la méthode des éléments finis et sont particulièrement utiles pour étudier le comportement local des structures, où le voile en béton armé est discrétisé par un ensemble d'éléments finis. L'utilisation de ce type de modèle permet d'obtenir des réponses locales qui reflètent fidèlement les observations et les résultats des essais expérimentaux [6-9]. Cependant, pour des systèmes fortement redondants, le temps de calcul devient prohibitif (problèmes de convergence). Leur utilisation en modélisation devient donc un choix à écarter.

6.2.2. Modèles macroscopiques

Par rapport aux modèles microscopiques, les modèles macroscopiques sont relativement simples et numériquement efficaces avec un temps de calcul réduit. Leurs précisions et leurs domaines d'utilisation varient considérablement d'un modèle à un autre. Leur mise en œuvre et leur utilisation dans les calculs doivent être faites de manière appropriée afin que les résultats obtenus soient représentatifs et concordants avec ceux obtenus à partir des études expérimentales [10-13]. Les principaux modèles macroscopiques largement mis en œuvre dans la simulation numérique sont résumés dans le chapitre 5.

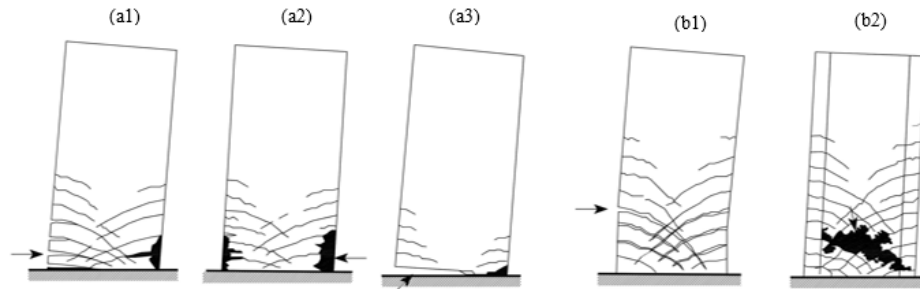
6.2.3. Modélisation du voile structurel à l'aide d'un macro-modèle d'éléments de fibre

L'élément fibre est idéalisé en discrétisant la section transversale en une série de fibres, où chaque fibre se voit attribuer un modèle hystérétique uni-axial ou simple, simulant la flexion ou combiné (la flexion-cisaillement est introduite par l'effet de bielle) (Figure 6.1a). Cette discrétisation est basée sur deux approches numériques principales ; la première basée sur le déplacement [14, 15] et la seconde sur la force [16,17]. L'approche basée sur le déplacement nécessite un maillage fin et un temps de calcul considérable. L'approche basée sur la force, en revanche, dépend du choix des fonctions d'interpolation de la force qui satisfont l'équilibre global de la section, ce qui réduit considérablement le temps de calcul. Cependant, les résultats se sont avérés moins précis que ceux obtenus par la première approche [18]. Il faut noter que les modèles classiques de fibres ne pouvaient pas capturer le comportement NL des voiles principalement contrôlés par les déformations de cisaillement, par conséquent, ils ont dû être modifiés afin d'inclure l'effet de cisaillement.

6.2.4. Catégorisation des voiles structuraux en béton (ASCE /SEI41-13)

Le comportement des voiles structuraux en béton armé est défini en fonction de la valeur géométrique de l'élanement λ .

- Les voiles ou des éléments de voile en béton armé sont considérés comme élancés (contrôlés par la flexion) si λ est supérieur à 3.0.
- Les voiles ou des éléments de voile en béton armé sont considérés comme courts (régis par le cisaillement) si λ est inférieur à 1,50 et ceux entre 1,5 et 3,0 sont influencés à la fois par la flexion et le cisaillement.



<p>a1. Contrôlé par la Flexion conjugué à une force axiale faible a2. Contrôlé par Flexion conjugué à une forte force axiale. a3. Contrôlé par Flexion et voile-structurel faiblement armé</p>	<p>b1. Contrôlé par la Flexion-Cisaillement b2. Contrôlé par Cisaillement</p>
<p>Figure 6.1. Principaux Modes de Ruines pour voiles-structuraux</p>	

6.2.5. Aspect de la modélisation

Il est reconnu que les modèles de poutre-colonne à plasticité distribuée avec des sections en fibre [18-20] fournissent une approche plus précise pour simuler le comportement NL des voiles structuraux RC que les modèles à plasticité localisée sous des charges statiques et dynamiques [16], car ils peuvent capturer la variation de la force axiale dans l'interaction axiale flexible.

Ce comportement peut être exprimé par cisaillement, flexion ou cisaillement-flexion combiné [5]. Comme le modèle classique de fibre ne peut pas capturer le comportement NL des voiles structuraux épais principalement contrôlés par le cisaillement. Ainsi, les modèles de fibre doivent être modifiés pour surmonter cette lacune. Pour mieux capturer l'effet de cisaillement (conventionnel et distorsion), le macro-modèle utilisé pour la simulation est basé sur l'élément à base de fibres avec prise en compte de l'effet de bielle ; cependant, le cisaillement induit par la force normale est négligé. Une déformation ultime pour l'acier vertical est introduite pour éviter un effet hors plan. Le travail de modélisation a été réalisé à l'aide du logiciel Perform3D [23].

6.2.6. Données de modélisation

Les lois de comportement des fibres sont introduites par une courbe force-déformation uni-axiale trilineaire (matériau inélastique 1D en béton, matériau inélastique en acier sans flambage). Ces lois reflètent le comportement du matériau à partir de la phase élastique, en passant par le stade élasto-plastique et plastique jusqu'à la rupture ou la perte totale de résistance. Le BRF est discrétisé sur deux grandes familles de fibres d'acier et de béton (Figure 6.2b), où sa loi de comportement est introduite :

- Loi de comportement du béton - acier figure 6.2a ;
- Facteurs de dégradation de l'énergie béton - armature figure 6.2b ;
- Cisaillement par compression diagonale figure 6.2c ;

La loi de comportement inélastique du matériau sous l'effet du cisaillement est introduite de différentes manières ;

- - Perform3D utilise deux méthodes de modélisation des éléments de paroi.

La première est appelée " Shear Wall, inelastic section", adaptée aux voiles minces et la seconde, appelée " General Wall, inelastic section", utilisée pour introduire l'effet de cisaillement à travers la bielle de béton", adaptée à la modélisation des voiles structuraux épais. L'effet de cisaillement est introduit par une courbe force-déformation figure 6.2d ;

- Point Y : limite d'élasticité, début significatif du comportement NL ;
- Point U résistance ultime atteinte ;
- Point L : point limite de ductilité, début significatif de la perte de résistance ;
- Point R : point où la résistance résiduelle minimale est atteinte ;
- Point X : point où la déformation devient très importante et l'analyse doit s'arrêter.

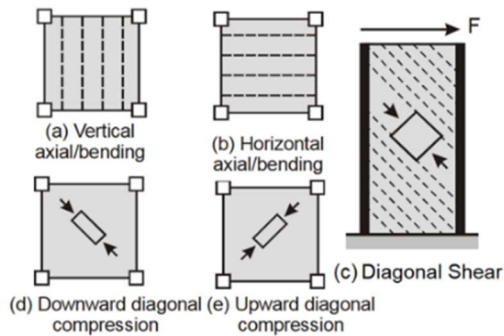


Figure 6.2a : Élément Fibre.

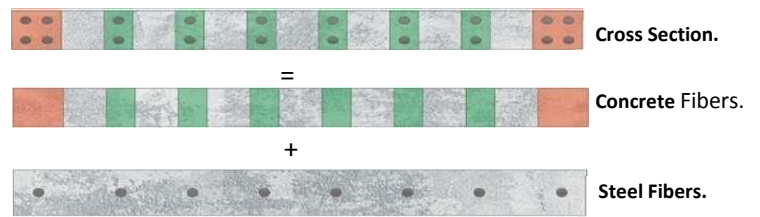


Figure 6.2b : Discretisation Béton-Acier en Fibres.

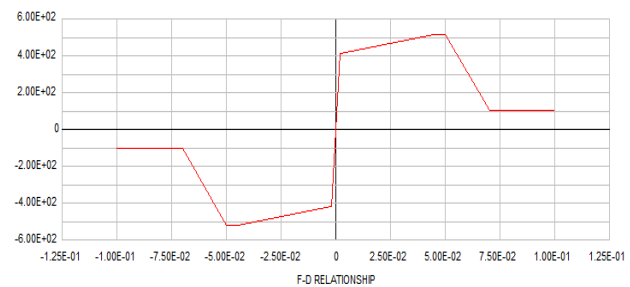
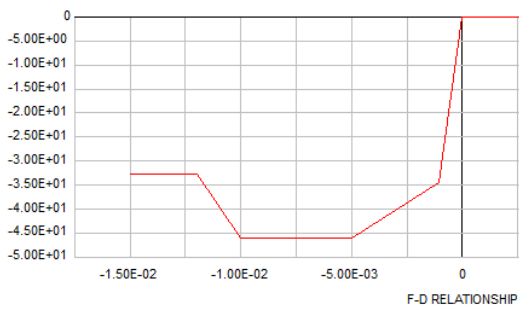


Figure 6.3 a : Model de comportement Béton-Acier

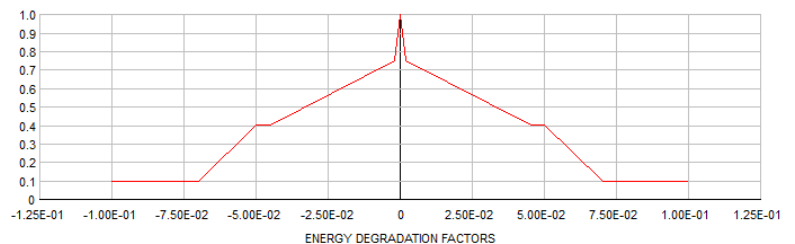
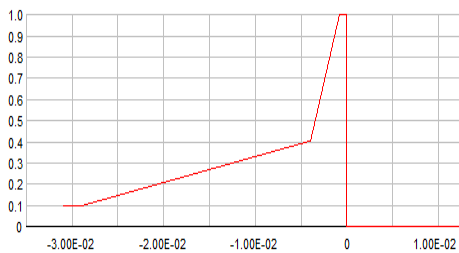


Figure 6.3b : Facteur de dégradation d'Énergie Béton-Acier

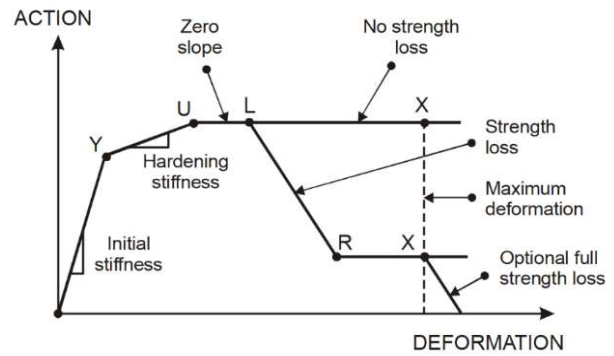
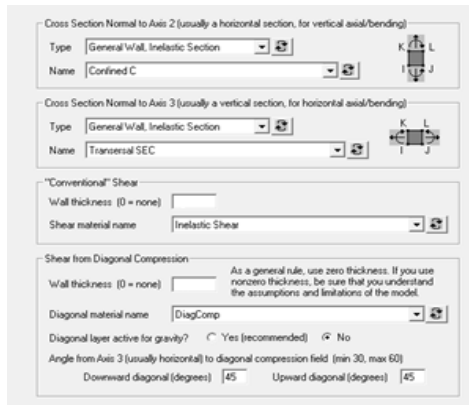


Figure 6.3c : Cisaillement provoqué par effet de bielle Figure 6.3d : Relation Cisaillement - déformation

Figure 6.3 : Étapes de modélisation dans Perfrom3D

6.2.7. La boucle dégradée (cas tri linéaire)

- Deux formes extrêmes figure 6.4 peuvent représenter la boucle dégradée tri linéaire [21].
- La rigidité élastique est égale à la valeur non dégradée figure 6.3a, ce qui donne une plage élastique minimale et une plage d'écroûissage maximale.
- La rigidité de durcissement est égale à la valeur non dégradée figure 6.3b, ce qui donne une plage élastique maximale et une plage d'écroûissage minimale.
- PERFORM permet de contrôler la plage élastique en utilisant le facteur de rigidité de déchargement. Un facteur de 1.0 donne une rigidité de déchargement maximal et une plage élastique minimale. Un facteur de -1.0 donne une rigidité de déchargement minimal et une plage élastique maximale. La valeur par défaut se situe à mi-chemin entre ces deux extrêmes [23].

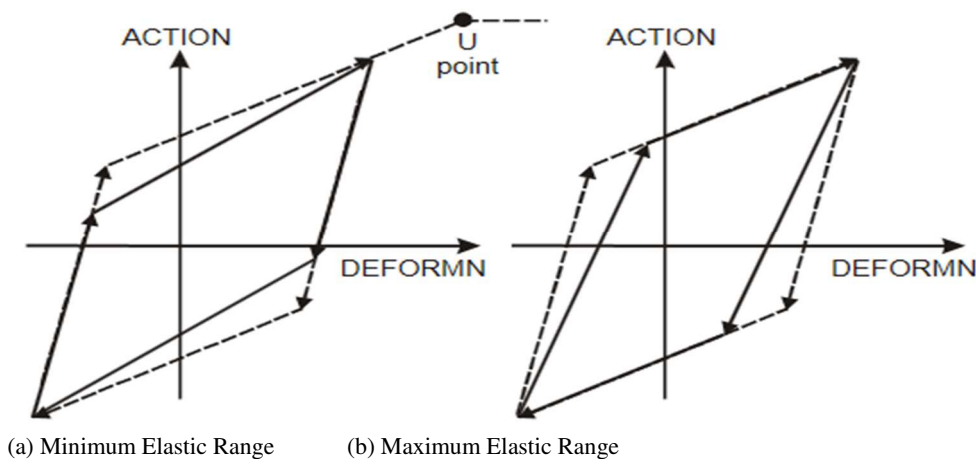


Figure 6.4 : Cas Extrême, avant le point de déformation U.

Tableau 6.1: Material cyclic energy dissipation factor [22]

Etat du matériau	Y(écoulement)	U(ultime)	L(perte)	R(résiduelle)	X(rupture)	Facteur de déchargement de rigidité
Béton	1	0.4	0.4	0.1	0.1	-
Acier	1	0.4	0.4	0.1	0.1	1

6.3.- Calibrage des modèles

Quatre modèles expérimentaux figure 6.5 ; et Tableau 6.2, sélectionnés dans la littérature scientifique pertinente, à savoir : SW1-1, et SW1-2 [23], RW2 [24] et PW1 [25] ; les plus couramment utilisés ont été pris comme références pour la calibration du modèle d'analyse numérique adopté. Il convient de noter que les limites introduites dans le macro-modèle sont celles tirées des références.

Tableau 6.2 : Caractéristiques des échantillons

Désignation	Dimensions (mm)	λ	f_{c28} (MPa)	L_c (mm)	ν
SW 1-1	2000x1000x125	2.0	30	200	0.214
SW 1-2	2000x1000x125	2.0	30	200	0.428
RW 2	3660x1219x102	3.0	43.64	172	0.07
PW 1	3660x3050x152	1.20	36	521	0.10

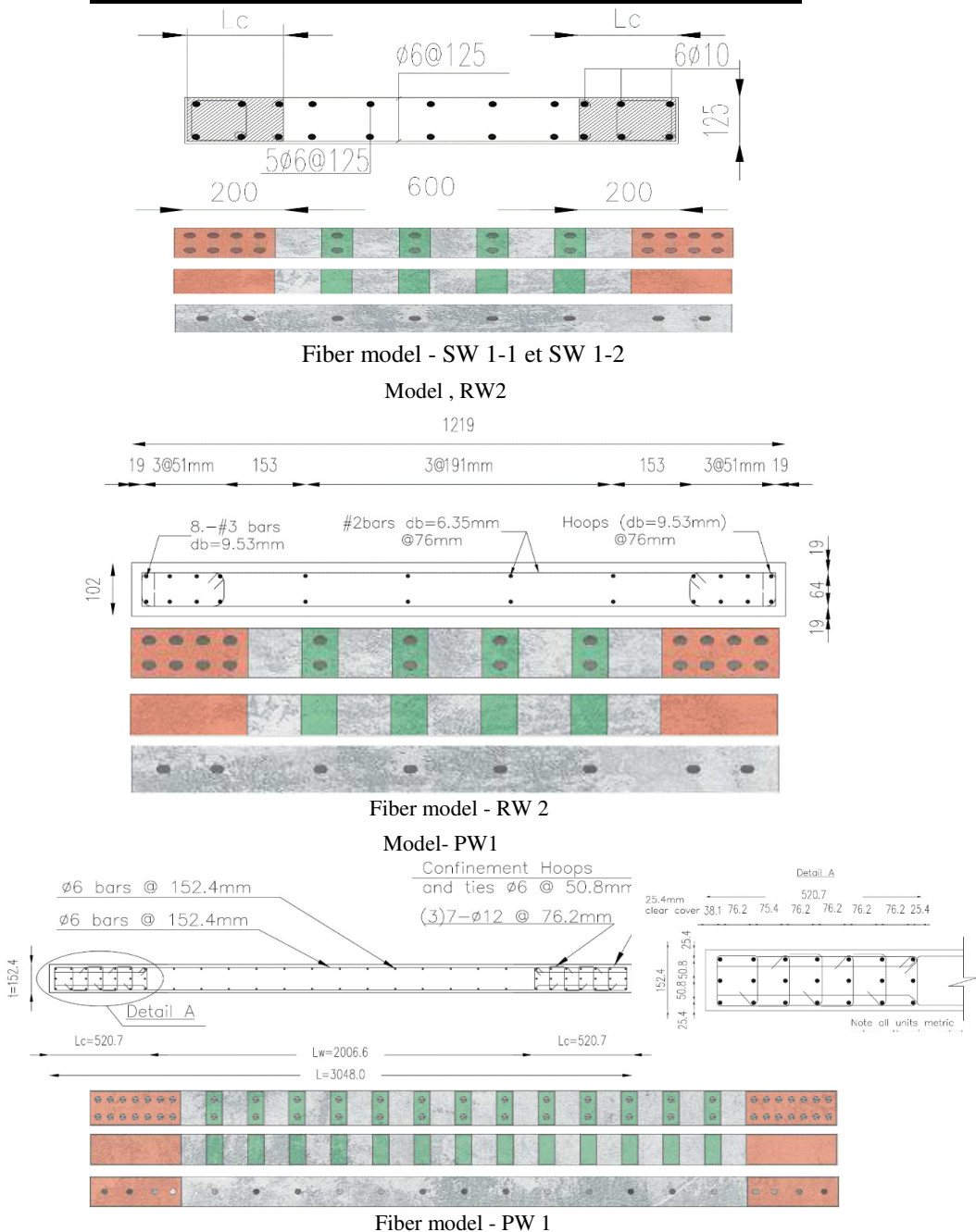


Figure 6.5 : Idéalisation de la section transversale par éléments Fibres

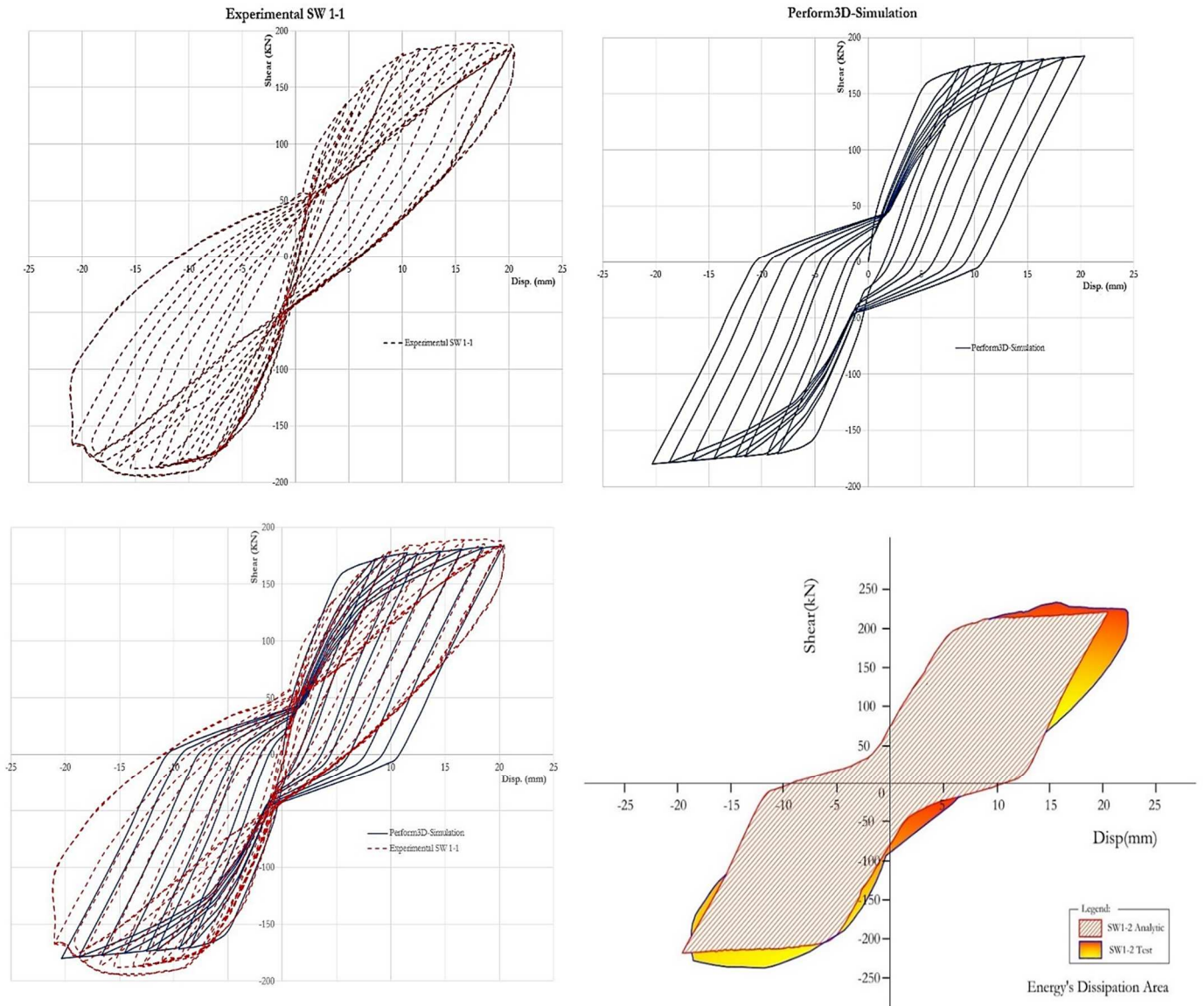


Figure 6.6a: Experimental SW 1-1 Vs Perform3D-Simulation.

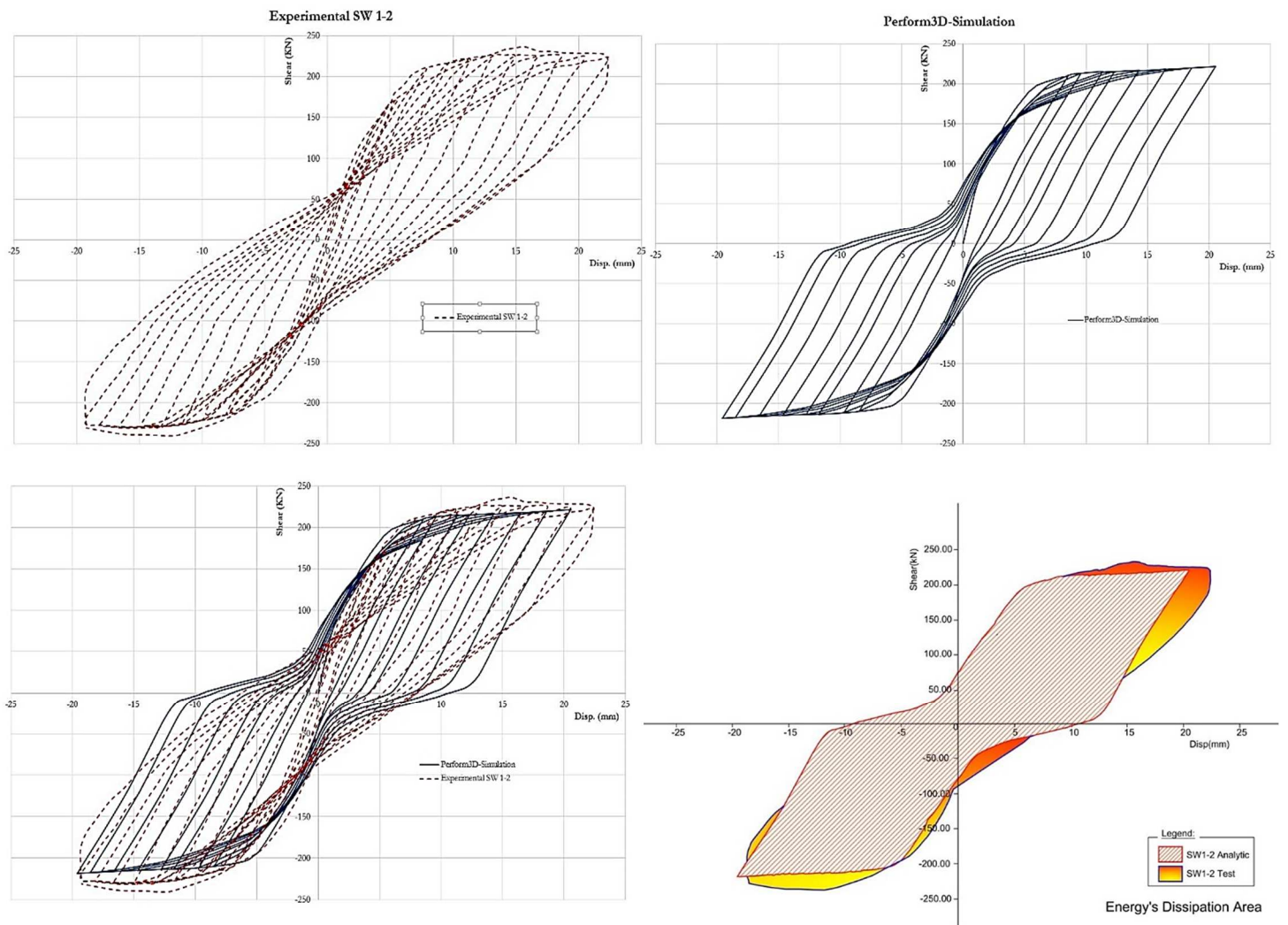


Figure 6.6b: Experimental SW 1-2 Vs Perform3D-Simulation.

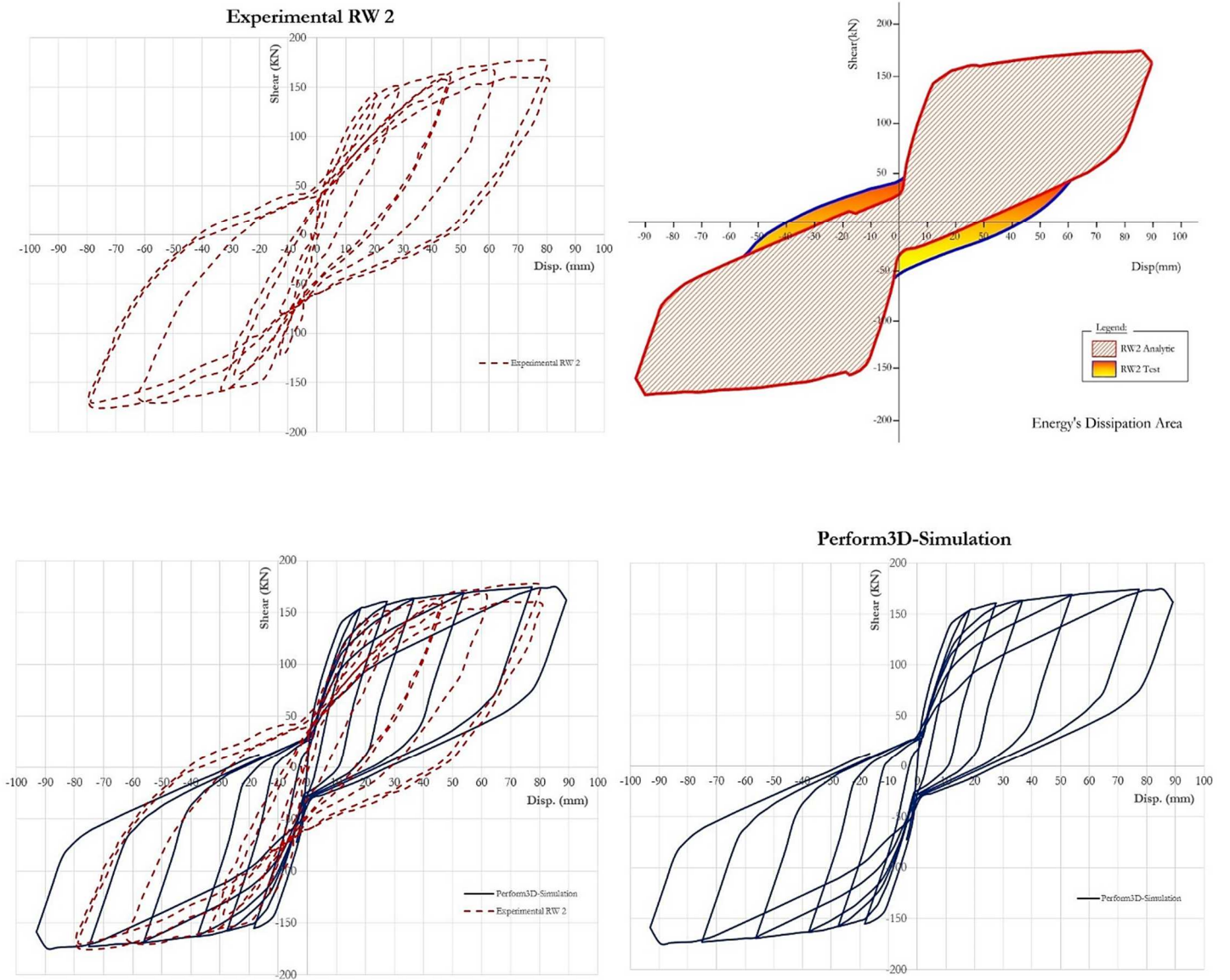


Figure 6.6c : Experimental RW 2Vs Perform3D-Simulation.

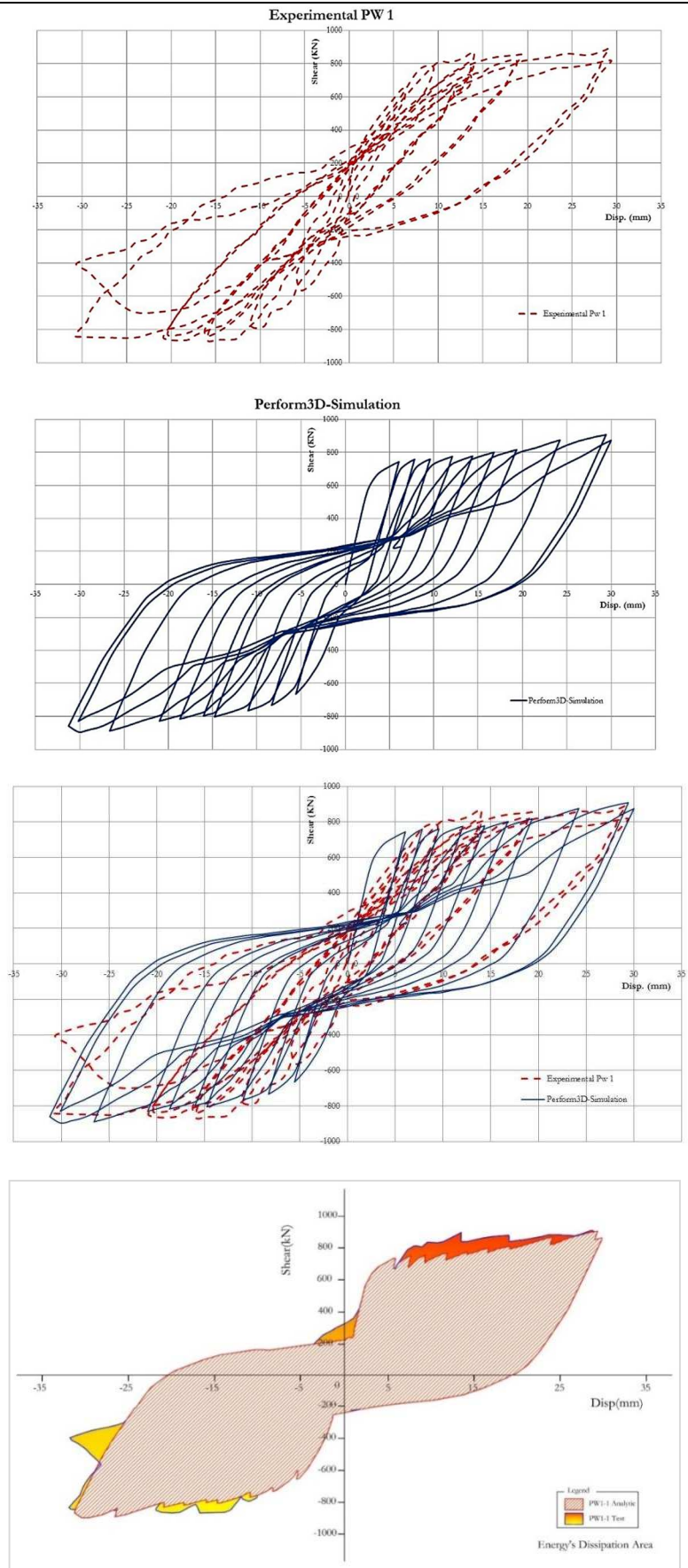


Figure 6.6d : Perform3D-Simulation Vs Experimental PW1.

Les courbes théoriques obtenues à partir du macro-modèle (Figures 6.6a à 6.6d) retracent fidèlement le comportement cyclique des spécimens testés : SW 1-1, SW 1-2, RW2 et PW1. Les résultats présentés dans le tableau 3 montrent que le modèle capture de manière fiable les points représentant les états limites en résistance et en déformation des modèles expérimentaux puisque des différences moyennes négligeables sont enregistrées (2,5 % en résistance et 0,5 % en déformation).

Tableau 6.3 : Comparaison des résultats

Désignation	λ	ν	$V_{th}(KN)$	$V_{exp}(KN)$	V_{th}/V_{exp}	$\delta u^{th}(mm)$	$\delta u^{exp}(mm)$	$\frac{\delta u^{th}}{\delta u^{exp}}$	E^{th}/E^{exp}
SW 1-1	2	0.214	183.2	187	0.98	20.37	20.35	1	0.87
SW 1-2	2	0.428	218.7	223.8	0.98	20.6	22.40	0.92	1.035
RW 2	3	0.07	174	170	0.97	55.6	54	1.03	1.23
PW1	1.2	0.10	835	858.4	0.97	55.6	54	1.03	1.097

Pendant, si l'énergie est considérée comme outil de contrôle, un écart moyen de 12,3% est enregistré. Dans ce contexte, Kappos [26] rapporte qu'une différence de 11% est enregistrée entre les courbes numériques et expérimentales. On peut conclure que le macro-modèle choisi garantit une fiabilité remarquable et peut donc être utilisé dans l'étude paramétrique.

6.4.-Étude paramétrique

L'étude prend en considération les paramètres influents sur la capacité sectionnelle de l'élément :

- résistance du béton f_{c28} (20-25-30-35- et 40 MPa) ;
- taux d'acier longitudinal ρ_l (0.5, 1, et 2%) ; section faiblement, moyennement et fortement ferrillée ;
- taux d'acier transversal ρ_{sh} (0.5, 1 et 2%), section faiblement, modérément et fortement confinée ;
- l'effort normal réduit ν (0.1, 0.20, 0.25, 0.3 et 0.35), section faiblement, modérément et fortement chargée ;
- l'étendue de la section confinée CS (0.144, 0.392, 0.5) ;
- l'étendue de la rotule plastique L_p et l'élanement géométrique λ (1, 1.5, 2, 2.5, 3, et 3.5) qui affectent le comportement NL de l'élément structurel.

Les résultats présentés sont sélectionnés parmi les résultats numériques obtenus répondant aux exigences du RPA99 [27] en considérant les limites suivantes :

- La résistance du béton f_{c28} (25, 30 et 35 MPa), qui sont des valeurs courantes en Algérie ;
 - l'élanement géométrique λ (2,5 et 3,5) représentant les effets combinés flexion-cisaillement et flexion pure ;
 - L'effort normal réduit ν (0,10 et 0,25) valeurs extrêmes considérées par la RPA99 [27] ;
 - Le taux d'armature longitudinale ρ_l (0.5%, 1% et 2%) ;
 - Le taux d'armature de confinement ρ_{sh} (légèrement, modérément et fortement confiné);
- L'étendue de la rotule plastique L_p a été prise étant égale à 0.5Lw.

6.4.1.- États limites des matériaux

L'étude paramétrique est réalisée en considérant les lois de comportement des matériaux utilisés, à savoir figure 6.7 :

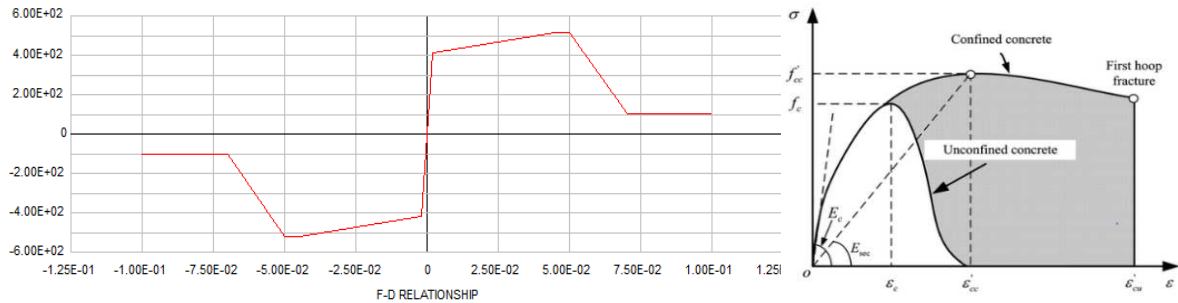


Figure 6.7 : Modèles de Mander : Acier, Béton confiné et non confiné [23].

Béton confiné : Y : $(0.6f_{cc}/E_c, 0.6f_{cc})$, U : $(0.75\varepsilon_c, 0.6f_{cc})$, L : $(1.25\varepsilon_c, 0.6f_{cc})$ où :

- Point Y : première limite d'élasticité, début du comportement significatif de NL ;
- Point U : résistance ultime atteinte ;
- Point L : limite de ductilité, début de la perte significative de résistance ;

Béton non confiné ; Y : $(0.6f_c/E_c, 0.6f_c)$, U : $(0.002, f_c)$, L : $(0.003, 0.6f_c)$; Acier (tri linéaire).

La déformation ultime de l'acier est prise à priori $\varepsilon_{su} = 0,30$ et afin d'éviter le phénomène d'instabilité hors plan la déformation de l'acier est limitée Chai et al [28] :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{t_w}{l_0} \right)^2 \xi_c + 3\varepsilon_y \quad \text{Eq.1}$$

t_w : épaisseur du voile;

l_0 : longueur de flambement du voile prise généralement égale à L_p [29] et limitée à $0.5H_w$.

Le paramètre ξ_c a été originalement proposé par Paulay and Priestley [29] comme :

$$\xi_c = 0.5 \left(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m} \right) \quad \text{Eq.2}$$

Rapport mécanique de l'acier de résistance dans la zone confinée $m = \rho_{end} \frac{f_y}{f_c}$; ρ_{end}

peut-être écrit :

$$\rho_{end} = \frac{\rho_t - \rho_w(1-2\chi)}{2\chi} \quad \text{avec} \quad \chi = \frac{l_c}{l_w} \quad \text{d'où} \quad l_c = \chi l_w \quad \text{Eq.3}$$

6.4.2.- États limites pour un comportement flexionnel (limite d'élasticité et limite ultime)

Pour évaluer la capacité de ductilité des éléments, il est nécessaire de déterminer le déplacement élastique limite (ou écoulement) et le déplacement ultime. La première limite peut ne pas avoir un point bien défini en raison du comportement non linéaire des matériaux. Plusieurs définitions ont été adoptées par les chercheurs dans ce domaine [30] pour évaluer le déplacement élastique limite figure 6.8. Le déplacement à la limite d'élasticité du système élasto-plastique équivalent qui a une rigidité réduite ou une rigidité sécante est déterminé en atteignant la première limite d'élasticité de l'acier ou pour une force $F_y = 0.75 F_{max}$. Le comportement élastique non linéaire est dû à la fissuration du béton. Cette dernière définition est considérée par R. Park [30] comme la plus réaliste, car elle a été adoptée dans les essais de chargement cyclique quasi-statique par

les principaux chercheurs dans ce domaine dans différents pays : États-Unis, Nouvelle-Zélande, Japon et Chine. De nos jours, cette approche continue à être adoptée [30, 31]. C'est pourquoi elle est retenue pour le reste de l'étude, c'est-à-dire que l'on suppose que le déplacement au point de rupture est atteint si l'une des deux conditions est atteinte en premier.

L'état limite ultime est supposé atteint pour la première des deux conditions suivantes :

- après une chute de 20% de la résistance, pour une force $F_u = 0.8F_{max}$;
- si l'acier transversal (ou longitudinal) cède ou si l'acier longitudinal se déforme.

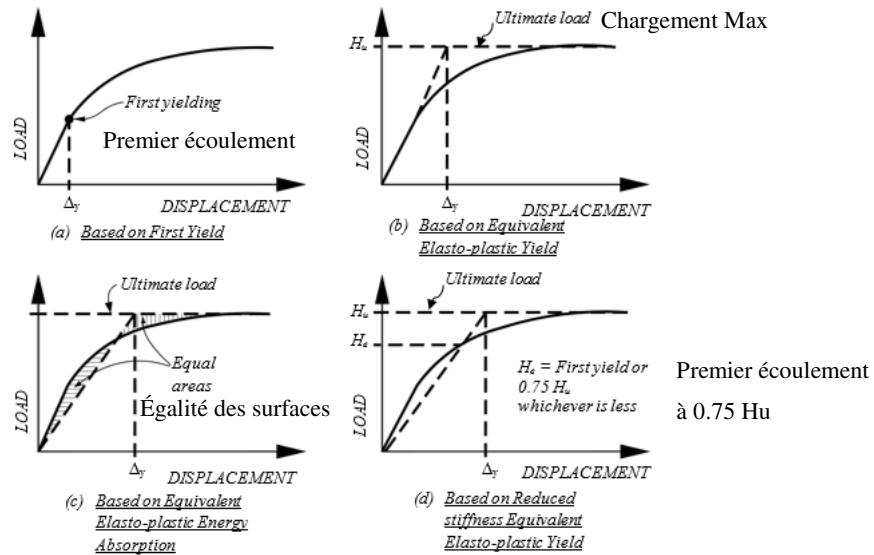


Figure 6.8 : Définitions établies pour le déplacement d'écoulement

6.4.3.- États limites pour un comportement en cisaillement (distorsion)

La performance résiduelle au sein d'une structure endommagée par un tremblement de terre peut être évaluée grâce aux niveaux de dommages observés, afin de prendre une décision concernant son occupation immédiate, sa réparation ou sa sécurité contre l'effondrement. Dans ce contexte, Teroaka et al. [32] ont mené un travail de recherche sur 33 spécimens de noyaux de nœuds intérieurs et ont dessiné une carte figure 6.9, mettant en relation le niveau de performance sismique avec la distorsion et les dommages structurels (angle de cisaillement et largeur de fissure).

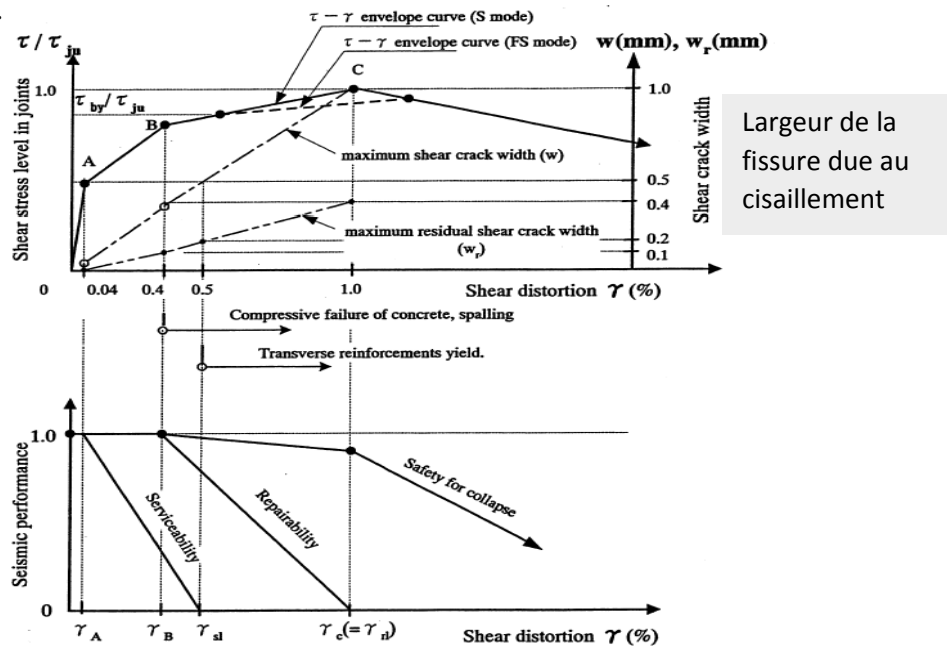


Figure 6.9 : Relation distorsion – endommagement, performance parasismique résiduelle [32]

γ_A : est la distorsion limite (LD) pour une bonne aptitude au service (0,04%) ;

γ_B : LD pour une réparation facile (0,4%) ;

γ_{sl} : LD pour une perte d'aptitude au service (0,5%)

e_{tyc} : LD pour une réparation difficile (1,0%).

La relation schématique entre la distorsion-détérioration et la performance sismique résiduelle (aptitude au service, réparation et sécurité d'effondrement), supposée varier linéairement respectivement. La distorsion des panneaux est principalement causée par l'extension de la diagonale due à la propagation des fissures et non à la compression du béton dans l'autre direction. Cette extension peut être contrôlée par les armatures transversales et les armatures de résistance ; Teroaka et al proposent les limites suivantes [32] :

- Distorsion pour une réparation facile 0.4% ;
- Distorsion pour une réparation difficile 1,0%.

En utilisant les données expérimentales de 240 essais de chargement cyclique effectués sur des voiles structuraux courts, Epackachi et al [33] recommandent une distorsion de 0,5% pour la déformation et de 1% pour la distorsion limite. Les critères d'acceptation pour les procédures non linéaires formulés pour les éléments contrôlés par cisaillement par [32, 2] respectivement sont :

- IO= 0,4% ; LS = 0,60% et CP = 0,75%.
- IO= 0,4 % ; LS = 0,75 % et CP = 1,0 %.

Dans ce contexte et pour éviter une réparation difficile, les distorsions limites recommandées par Graham Powell [2] sont adoptées pour le reste de l'étude :

- Du= 0,4%, Dx= 1,2%, DL= 0,75%, DR= 1,0% et aucune réserve de rigidité n'est considérée après écoulement.

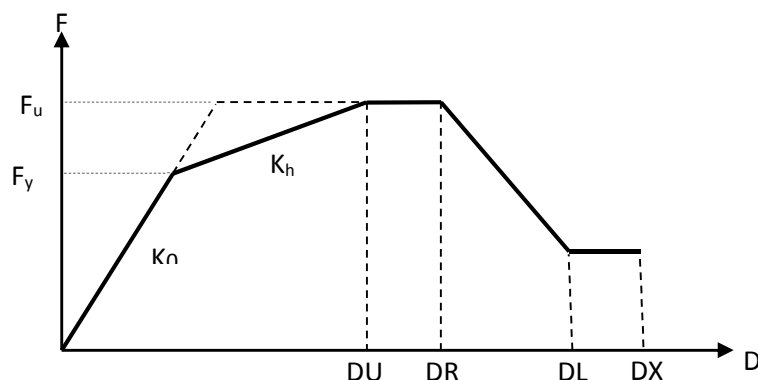


Figure 6.10 : Relation Force-déformation pour un comportement NL d'un voile en cisaillement avec perte de résistance

6.5.- Paramètres Influent :

6.5.1.- Étendue de la rotule plastique L_p

La rotule plastique est généralement définie comme étant la section de l'élément structural où la plastification du béton en compression et de l'acier en traction se sont produites, entraînant la rotation de la section sous un effort ultime constant. Les résultats d'expertises tirés des récents séismes et précisément celui du Chili ont montré que les dommages observés aux niveaux des voiles-structuraux ont tendance à se concentrer dans une zone bien précise qui varie d'une

hauteur relativement courte (par exemple, 2 à 3 épaisseurs du voile-structurel) a une autre qui s'étale presque sur toute la hauteur d'étage. L'ACI 318[34] et l'ASCE 41-13 [4] supposent que la longueur de la rotule plastique est égale à la moitié de la largeur du voile-structurel (c'est-à-dire $l_p = 0.5l_w$). La FEMA 356, 2000 [35] limitent cette longueur à une hauteur inférieure à la hauteur d'un étage. Kabeyasawa et al. (1983) [36] ont supposé que les déformations axiales dans les voiles-structuraux peuvent s'étaler sur toute une hauteur d'un étage, cette limite consiste une valeur très pratique pour les voiles-structuraux dont les rapports géométriques sont faible (h_w/l_w). D'autres longueurs ont également été suggérées, notamment (Orakcal et Wallace, 2006) [37] proposent une valeur de $h_w/8$, et (Tabata et al. 2003) [38] donnent la valeur de $0.3l_w$, et une valeur de $2.5t_w$ et proposé par (Takahashi et al. 2011) [39] pour les voiles-structuraux à faible ferrailage. Des relations plus complexes pour les longueurs de la rotule plastique ont été recommandées, telles que comme celle de Baker et Amarakone (1965) [40] dérivée d'essais sur poutres et poteaux, qui tient compte à la fois de la longueur et de la profondeur de l'élément. Ci-dessous un tableau récapitulatif de quelques longueurs de rotules plastique dans la littérature tableau .6.4.

Tableau 6.4 : Différente formulation de L_p

	Valeurs Proposées	Longueur de la Rotule Plastique L_p
1	l'ACI, ASCE 41-13 [34-4]	$L_p = 0.5h_w$
2	FEMA 356, 2000 L'ASCE 41-06[35]	$L_p \leq h_w$
3	Kabeyasawa et al. (1983)[36]	$L_p = h_w$
4	Orakcal et Wallace, 2006[37]	$L_p = h_w/8$
5	Tabata et al. 2003[38]	$L_p = 0.3l_w$
6	Takahashi et al. 2011[39]	$L_p = 2.5t_w$
7	Baker et Amarakone (1965) [40]	$L_p = C \times Z^{0.25} \times d^{0.75}$
8	Paulay et Priestley (1993)	$L_p = (0.2 + 0.044 \times A_r) \times L_w$
9	Sawyer (1964)	$L_p = 0.25 \times d + 0.075 \times z$
10	Mattock (1967)	$L_p = 0.50 \times d + 0.050 \times z$
11	Panagiotakis and Fardis (2001)	$L_p = 0.12 \times z + 0.014 \times d_{bl} \times f_y$
12	Hines et al.(2004)	$L_p = 0.5 \times l_w + 0.022 \times d_{bl} \times f_y$
13	A.Atmani et al 2018 [40]	$0.35 \leq L_p \leq 0.63$

La simulation de la forme de la rotule plastique varie d'une zone concentrée pour les éléments linéaires à une zone étendue pour les voiles. On a constaté que la longueur de la zone plastique n'est que légèrement sensible au taux de d'acier de l'élément, au rapport de la portée de cisaillement et au niveau de l'effort axial (qui réduit légèrement la propagation de la plasticité le long du voile) ; mais reste significativement affectée par la longueur et la hauteur du voile [41]. La capacité de déformation ultime d'un élément dépend de la courbure ultime et de la

longueur de la rotule plastique. De nombreux chercheurs ont proposé des équations pour la longueur de la rotule plastique L_p des voiles en BA afin de simuler le déplacement ultime [29, 42]. Ces équations sont formulées en fonction de la longueur du voile, de la charge axiale v , du rapport moment-cisaillement M/V et des caractéristiques des matériaux. Cependant, les codes parasismiques recommandent généralement une valeur dépendant de la longueur du voile (ex. $L_p = 0.5L_w$). L'influence de la longueur de la rotule plastique L_p , sur la performance parasismique du voile structurel en BA a été mise en évidence [43] où l'effet combiné du cisaillement-flexion a été considéré. L'étude numérique a été menée pour des valeurs de longueur plastique variables. Les résultats obtenus montrent que L_p affecte le comportement Non linéaire de la structure, de l'élément et des matériaux. Les principales conclusions tirées de ce travail sont résumées comme suit :

a)-Comportement global

Les résultats obtenus montrent un gain appréciable en résistance et en déformation proportionnellement à la longueur de la rotule plastique L_p . Ce gain augmente linéairement jusqu'à atteindre la valeur de $L_p = 0.63L_w$ ($\alpha=L_p/t_w=10$) où il reste inchangé (Figure 6.11e). Il atteint 69% en déformation et 58% en résistance par rapport à ceux obtenus pour $L_p = 0,25L_w$ ($\alpha=4$). Les capacités de déformation et de résistance (Figure 6.11e) obtenues en utilisant la valeur normative ($L_p = 0,5L_w$ et $\alpha=8$) atteignent 14% pour la résistance et environ 6% pour la déformation, par rapport à la valeur particulière de $L_p = 0,63L_w$.

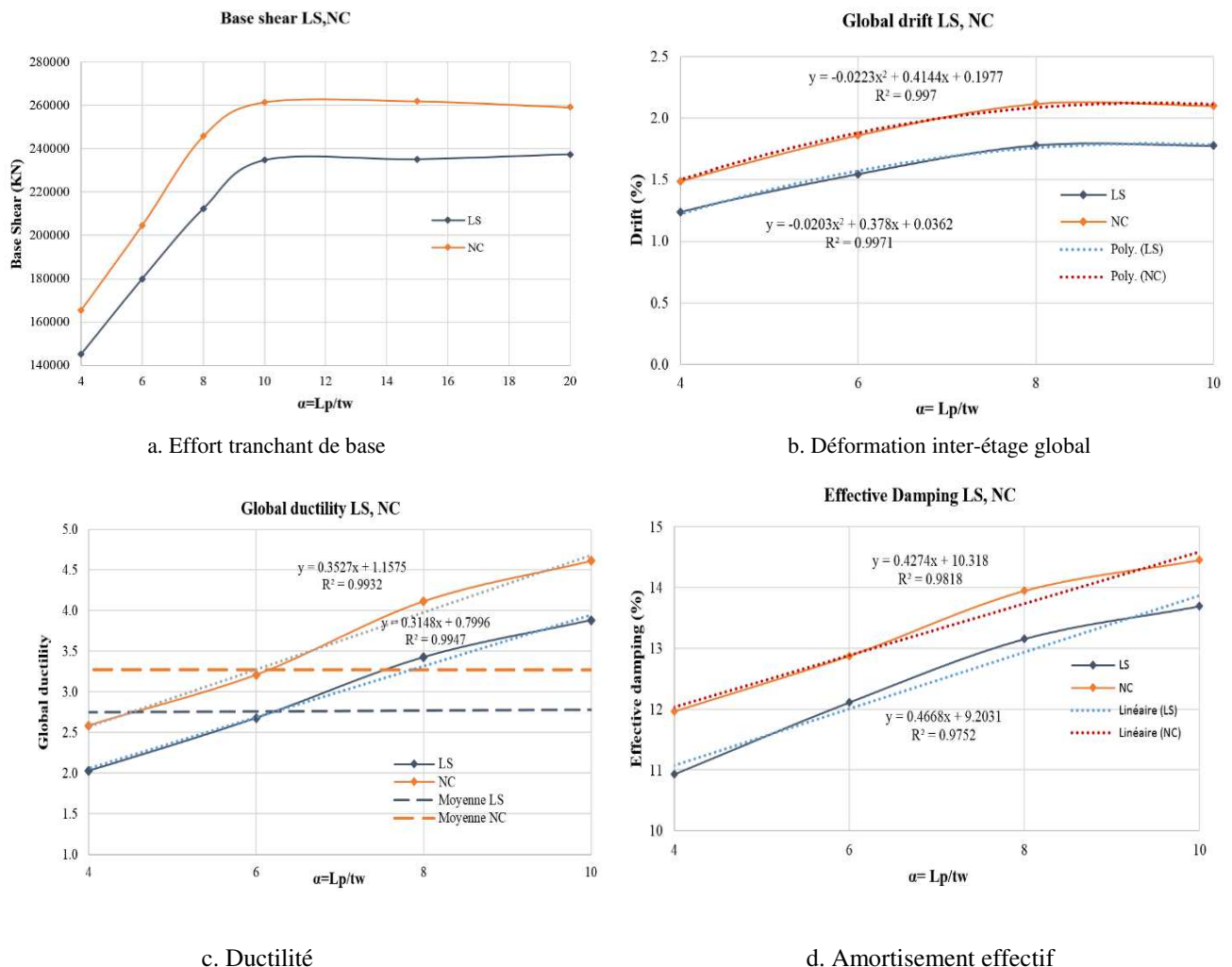
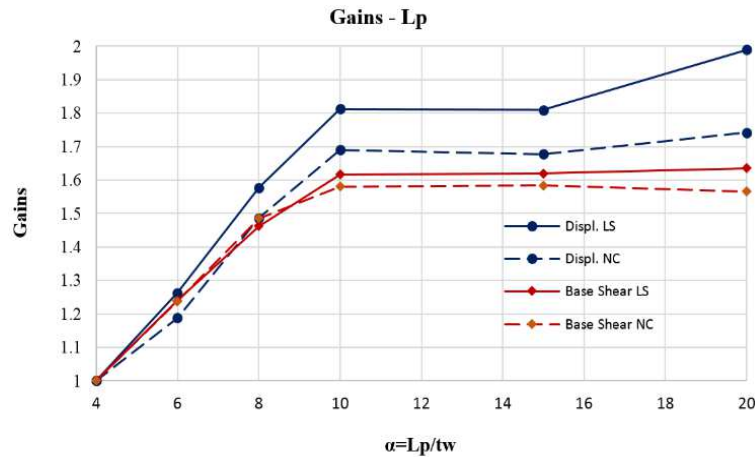


Figure 4.26 : Exemple de ferrailage de la section d'un macro-élément [61].



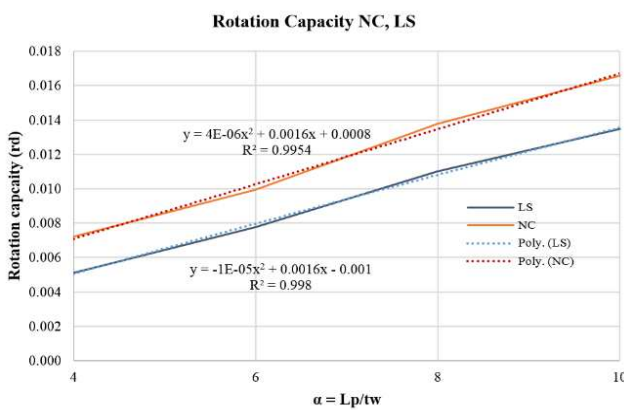
e. Les gains de capacité en résistance-déformation.

Figure 6.11 : Comportement global

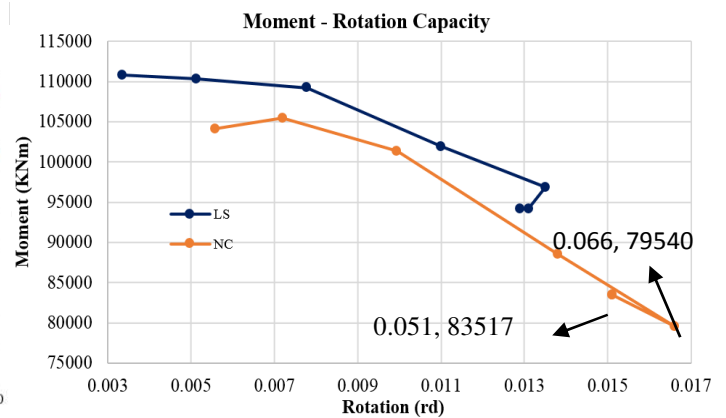
Les courbes ci-dessus montrent que la ductilité est significativement influencée par la variation l'étendue de la longueur de la rotule plastique L_p . Elle passe d'une classe de ductilité moyenne (Figure 6.11c) pour $L_p = 0.378L_w$ ($\alpha=6$) à une classe de ductilité élevée pour $L_p = 0.5L_w$ (Figure 6.11c). Le gain enregistré atteint 180% pour $L_p = 0.63L_w$ par rapport à $L_p = 0.25L_w$ (Tab 4).

b)-Comportement de la section

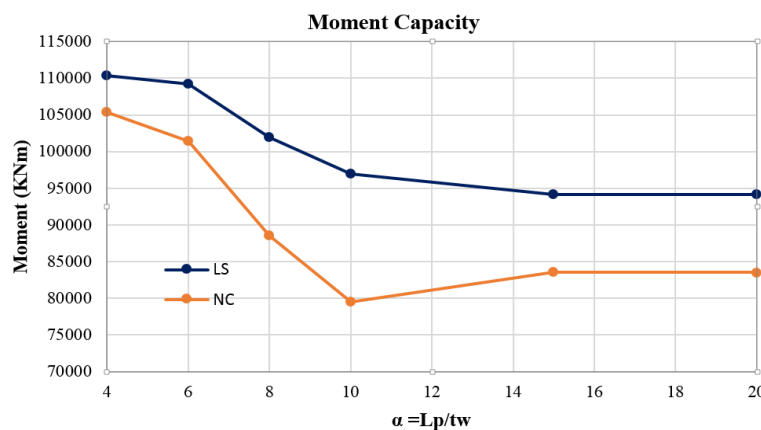
La rotation de l'élément augmente proportionnellement avec L_p , jusqu'à atteindre sa valeur maximale pour $L_p = 0,63L_w$ ($\alpha=10$) (Figure 6.12a). Ce point spécifique illustre l'état limite ultime, rotation maximale - résistance minimale. Après cette limite critique, les résultats deviennent irrationnels, car la rotation diminue et la résistance augmente (Figure 6.12b, 6.12c).



a. Capacité de rotation.



b. Capacité de résistance



c. Moment capacité

Figure 6.12 : Comportement de la section.

c)-Amortissement efficace (β_{eff})

Dans les applications pratiques, le déplacement inélastique maximal est le paramètre le plus recherché, du fait qu'il est directement lié à la ductilité. La méthode de linéarisation équivalente évalue ce déplacement comme le déplacement maximal d'un système élastique linéaire avec une rigidité latérale plus faible et un coefficient d'amortissement plus élevé que ceux du système inélastique [37]. Plusieurs expressions analytiques reliant la période effective T_{eff} , et l'amortissement effectif β_{eff} au coefficient de ductilité μ_{Δ} sont aujourd'hui disponibles dans la littérature technique. La figure 6.11d montre la variation de β_{eff} de L_p en utilisant la relation d'Iwan [38]: $\beta_{eff} = 0.05 + 0.0587 (\mu - 1)^{0.371}$

Tableau 6.5 : Résistance et déformation fonction de L_p

Vie Sauve (LS)								Pré-Ruine (NC)							
$L_p=\beta L_w$	0.189	0.252	0.378	0.5	0.63	0.645	1.26	0.189	0.252	0.378	0.5	0.63	0.645	1.26	
$L_p=\alpha t_w$	3	4	6	8	10	15	20	3	4	6	8	10	15	20	
$\delta_y(m)$	0.404	0.3	0.287	0.28	0.284	0.426	0.431	0.404	0.3	0.287	0.28	0.284	0.426	0.431	
$V_y(KN)$	83804	75663	75076	72172	73707	100668	100668	83804	75663	75076	72172	73707	100668	100668	
$\delta_u(m)$	0.706	0.608	0.768	0.959	1.102	1.1	1.21	0.889	0.775	0.921	1.152	1.31	1.3	1.35	
$V_u(KN)$	138343	145196	180000	212389	234690	234104	237396	169312	165469	204708	245841	261509	261947	259115	
$M_u(KNm)$	110767	110352	109236	101967	96906	94184	94145	104145	105410	101377	88556	79540	83517	83509	
$\theta(rd)$	0.00335	0.00512	0.00778	0.0110	0.0135	0.0131	0.0129	0.00558	0.00720	0.00994	0.0138	0.0166	0.0151	0.0151	
μ_{Δ}	1.75	2.03	2.68	3.43	3.88	2.58	2.81	2.20	2.58	3.21	4.11	4.61	3.05	3.13	
Drift	1.0232	0.8812	1.1130	1.3899	1.5971	1.5942	1.7536	1.2884	1.1232	1.3348	1.6696	1.8986	1.8841	1.9565	
β_{eq}	5.27	5.93	7.11	8.15	8.69	6.96	7.31	6.28	6.96	7.88	8.95	9.45	7.66	7.77	
β_{eff}	10.27	10.93	12.11	13.15	13.69	11.96	12.31	11.28	11.96	12.88	13.95	14.45	12.66	12.77	

Le tableau 4 illustre l'influence de l'étendue de la rotule plastique L_p sur la réponse structurelle pour deux états limites (LS et NC) exprimée en :

- a. Capacité de déformation :
 - déplacement élastique δ_y , ultime δ_u , coefficient de ductilité μ_{Δ} et capacité de rotation θ
- b. Capacité de résistance :
 - effort tranchant capacité V_y et ultime V_u et Moment résistant M_u
- c. Capacité de dissipation d'énergie :
 - amortissement hystérétique β_{eq} et amortissement effectif β_{eff}

On peut constater que le maximum de la réponse est enregistrée pour $L_p=0.63L_w = 10t_w$.

Le tableau 5 présente une brève comparaison des résultats (gains ou déficits enregistrés) en considérant quelques éléments de la réponse structurelle (M_u , θ et β_{eff}) si $L_p=0.5L_w$ (valeur préconisée par les codes) passe à $L_p=0.63L_w$.

Tableau 6.6 : Gains et pertes enregistrées

	Vie Sauve (LS)		Gain-Perte		Pré-Ruine (NC)		Gain-Perte	
$L_p=\beta L_w / L_p=\alpha t_w$	0.5/8	0.63/10	-	%	0.5/8	0.63/10	-	%
$M_u(KNm)$	101967	96906	1.052	-5.2	88556	79540	1.113	-11.3
$\theta(rd)$	0.0110	0.0135	0.815	18.5	0.0138	0.0166	0.831	16.9
β_{eff}	13.15	13.69	0.961	3.9	13.95	14.45	0.965	3.5

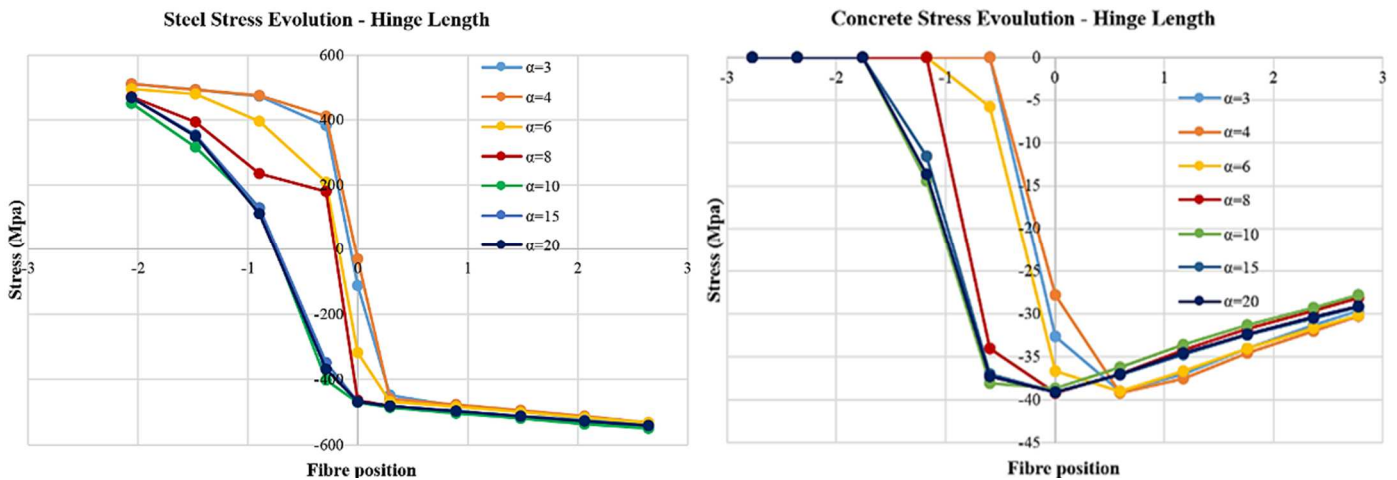
Dans le même contexte et en prenant le point spécifique $0,63 L_w$ comme référence, des valeurs appropriées caractérisant les niveaux d'état limite (IO, LS et NC) pour un comportement flexion-cisaillement dominé par la flexion et pour un effort normal réduit $v \leq 0,25$ (pour un taux d'acier ρ_l habituel) sont proposées, afin de préserver une réserve en déformation suffisante .

Tableau6.7 : Rotations limites

Effort réduit (v)	$v = 0.10$			$v = 0.25$		
	θ_{IO}	θ_{LS}	θ_{NC}	θ_{IO}	θ_{LS}	θ_{NC}
Etats limites						
ASCE [6]	0.004 rd	0.010 rd	0.015 rd	0.003 rd	0.009 rd	0.012 rd
FEMA [39]	0.005 rd	0.010 rd	0.015 rd	0.003 rd	0.006 rd	0.009 rd
	Faiblement armé			Fortement armé		
G. Powel [21]	θ_{IO}	θ_{LS}	θ_{NC}	θ_{IO}	θ_{LS}	θ_{NC}
	0.005 rd	0.010 rd	0.015 rd	0.003 rd	0.006 rd	0.009 rd
Limites Proposées	Normalement armé $v = 0.25$					
	0.0033rd	0.0083rd	0.0128rd	-	-	-

d)-Comportement de la section

La longueur de la rotule plastique L_p influence également le comportement des matériaux constituant la section. La variation de la longueur L_p provoque un déplacement de l'axe neutre de la section de cisaillement, conduisant à deux familles de comportement regroupées et délimitées par la valeur normative de $0.5L_w$ (Figure 6.13b). Ce déplacement de l'axe neutre commence à partir de $0,57L_w$ jusqu'à $0,68L_w$ conduisant à une optimisation des matériaux (béton confiné comprimé) reflétant l'augmentation de l'aire du béton comprimé d'où l'amélioration de la rotation de la section. Ce phénomène est également signalé pour les matériaux béton et acier si l'état de contrainte est considéré comme un paramètre de contrôle (Figure 6.13a).



6.13a. Evolution des Contraintes d'acier 6.13b. Evolution des Contraintes de béton

La synthèse des résultats présentés montre que la limite $0,5L_w$ recommandée par les codes parasismiques est une position optimale, elle a été retenue pour mener le reste de l'étude.

6.5.2.- Résistance du béton f_{c28}

Les résultats obtenus présentés sous forme de courbes effort-déformation (Figure 6.14) catégorisées selon l'élançement λ et l'effort réduit v . On constate que les voiles élancés $\lambda = 3,5$ présentent un comportement purement flexionnel. Les voiles modérément élancés $\lambda = 2,5$ présentent un comportement combiné flexion-cisaillement s'ils sont fortement chargés $v = 0,25$ quelle que soit la résistance du béton. Ce même comportement est observé si les voiles sont légèrement chargés $v = 0,10$, pour de faibles résistances du béton (25 MPa).

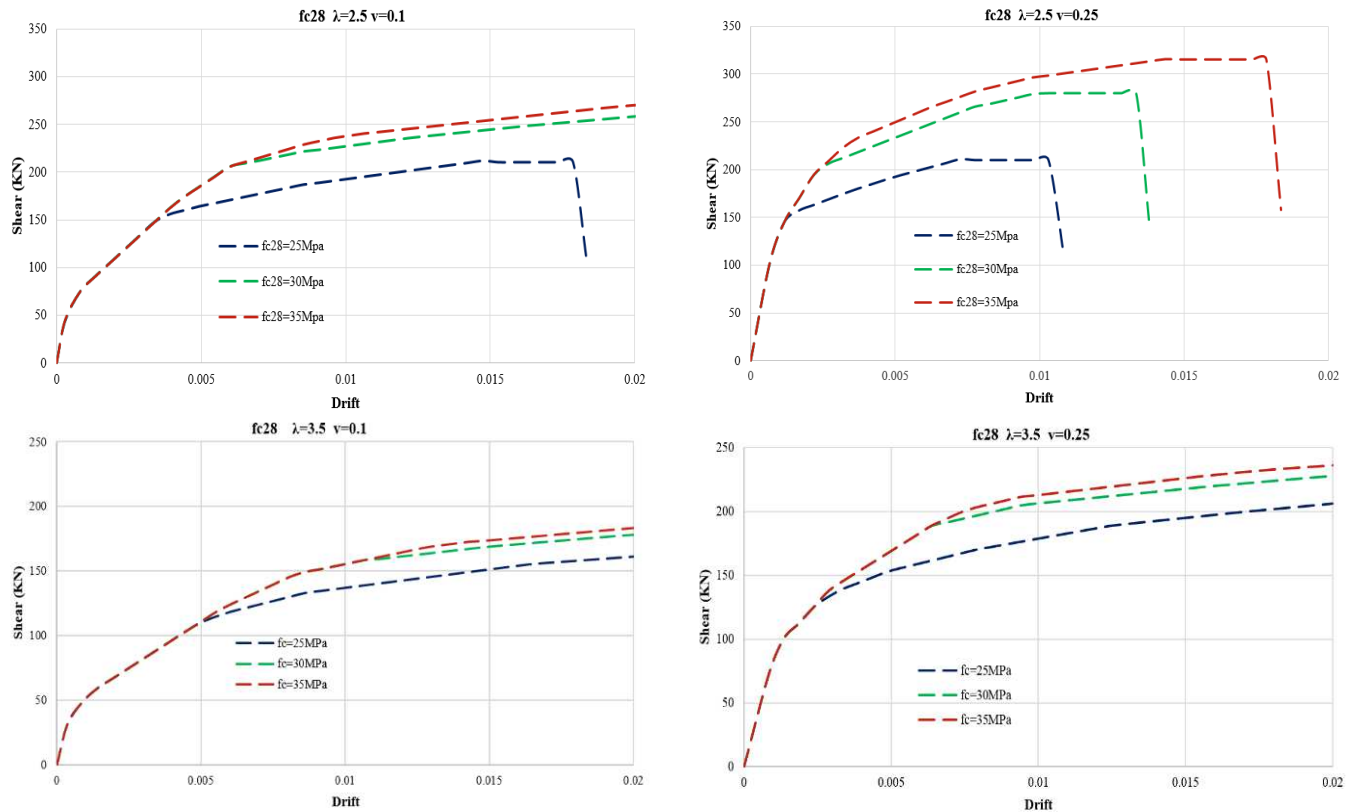


Figure 6.14 : Influence de la Résistance du béton la f_{c28}

a)-Impact sur la résistance

- pour $\lambda = 3.5$ un faible gain de résistance (environ 10%) est enregistré quel que soit v .
- pour $\lambda = 2.5$ un faible gain de résistance est enregistré fluctuant entre 23 et 30% pour $v = 0.10$ et entre 30 et 50% pour $v = 0.25$, quelle que soit la valeur d'élançement λ (tableau 6.8)

Tableau6.8 : Influence de la Résistance du béton f_{c28} ($\lambda = 3.5$)

f_{c28}	$\lambda = 3.5$ $v = 0.10$			f_{c28}	$\lambda = 3.5$ $v = 0.25$		
	25	30	35		25	30	35
V	161.567	178.821	184.332	V	207.009	228.612	236.733
R	1.000	1.107	1.141	R	1.000	1.104	1.144
θ_y	1.000	1.061	1.061	θ_y	1.000	1.000	1.057
θ_u	1.000	1.002	1.002	θ_u	1.000	1.000	1.000
μ_Δ	1.000	0.944	0.944	μ_Δ	1.000	1.000	0.946

Tableau 6.9 : Influence de la Résistance du béton f_{c28} ($\lambda = 2.5$)							
$\lambda = 2.5$				$\lambda = 2.5$			
$v = 0.10$				$v = 0.25$			
f_{c28}	25	30	35	f_{c28}	25	30	35
V	210.060	259.536	271.297	V	210.036	280.044	315.06
R	1.000	1.236	1.292	R	1.000	1.333	1.500
θ_y	1.000	1.317	1.439	θ_y	1.000	1.824	2.471
θ_u	1.000	1.117	1.117	θ_u	1.000	1.291	1.728
μ_Δ	1.000	0.848	0.776	μ_Δ	1.000	0.708	0.699

b)-Impact sur la déformation

En termes de déformation, f_{c28} influence la limite d'élasticité permettant un gain fluctuant entre 6% pour $v = 0.1$ et $v = 0.25$ si $\lambda = 3.5$. Pour $\lambda = 2.5$, ce gain varie entre 32 et 44% pour $f_{c28} = 30$ et 35MPa si $v = 0.1$, et 82% et 147% pour $f_{c28} = 30$ et 35MPa si $v = 0.25$.

Il faut noter qu'aucune modification de ce gain n'est enregistrée pour une résistance du béton supérieure à 30Mpa (tableau 6.9).

La résistance du béton n'affecte que la déformation ultime du voile ayant un élancement de 2,5, où un gain de 11,7% est enregistré pour $v = 0,1$. Ce gain est respectivement de 29% et 72% pour 30 et 35 MPa de résistance du béton et $v = 0.25$. La même observation est faite pour la ductilité globale où c'est le voile le plus court qui est affecté.

c)-Impact sur la ductilité

Pour $\lambda = 2.5$, la perte de ductilité globale enregistrée augmente avec l'augmentation de la résistance du béton et de l'intensité de la force axiale (15% et 27% si $v = 0.1$ respectivement pour $f_{c28} = 30$ et 35MPa et (30% si $v = 0.25$).

6.5.3.- Rapport d'acier longitudinal ρ_l

Les résultats obtenus sont regroupés (Figure 6.15), sous forme de familles de courbes effort-déformation catégorisées selon l'élancement λ et l'effort réduit v . Les voiles élancés $\lambda = 3,5$ présentent un comportement purement flexionnel, sauf si la section est fortement armée $\rho_l = 2\%$. Les voiles modérément élancés $\lambda = 2,5$ présentent un comportement combiné flexion-cisaillement s'ils sont fortement chargés $v = 0,25$ quel que soit ρ_l .

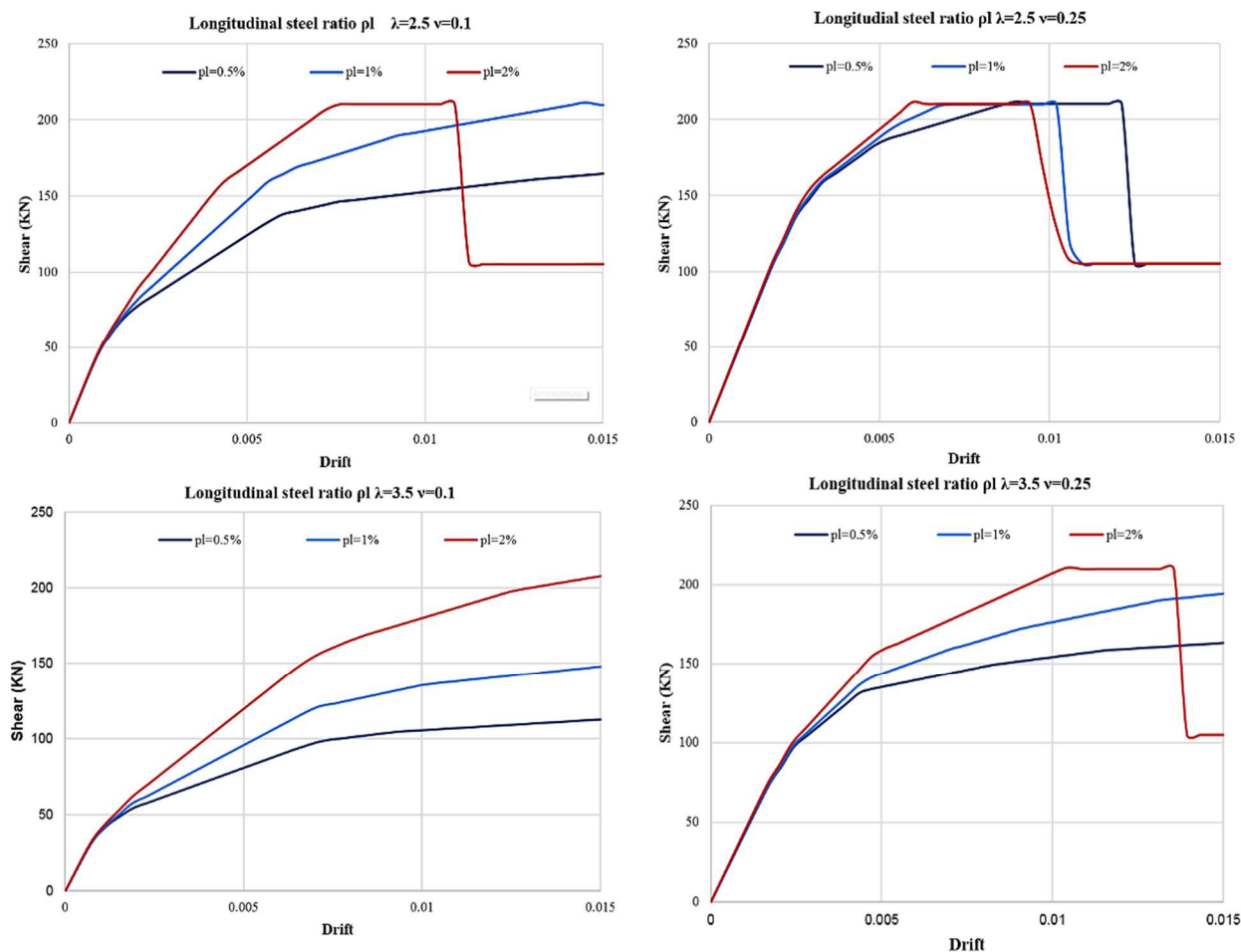


Figure 6.15 : Influence du taux d'armature longitudinale ρ_l

Ce même comportement est également observé si les voiles sont légèrement chargés $v = 0,10$, pour $\rho_l = 1\%$ et 2% et il devient flexionnel si la section est faiblement armée ($\rho_l = 0,5\%$).

Tableau 6.10a : Influence du taux d'armature longitudinale ρ_l

ρ_l (%)	$\lambda=3.5$ $v=0.10$				$\lambda=3.5$ $v=0.25$			
	V	θ_y	θ_u	μ_Δ	V	θ_y	θ_u	μ_Δ
0.5	112.20	0.00430	0.0205	4.767	163.53	0.00430	0.02050	4.767
1	148.10	0.00650	0.0199	3.062	194.76	0.00510	0.02050	4.020
2	208.78	0.00600	0.01730	2.883	210.03	0.00380	0.01386	3.647
ρ_l (%)	$\lambda=2.5$ $v=0.10$				$\lambda=2.5$ $v=0.25$			
	V	θ_y	θ_u	μ_Δ	V	θ_y	θ_u	μ_Δ
0.5	164.93	0.00500	0.0205	4.100	210.05	0.0030	0.01210	4.030
1	210.05	0.00390	0.01577	4.044	210.05	0.00161	0.01030	6.398
2	210.05	0.00280	0.01114	3.979	210.05	0.00161	0.00976	6.062

Tableau 6.10b : Influence du taux d'armature longitudinale ρ_l (gain)

$\lambda=3.5$				$\lambda=3.5$			
$\nu=0.10$				$\nu=0.25$			
$\rho_l(\%)$	0.5	1	2	$\rho_l(\%)$	0.5	1	2
V	112.20	148.10	208.78	V	163.53	194.76	210.03
R	1.000	1.247	1.630	R	1.000	1.156	1.179
θ_y	1.000	1.512	1.395	θ_y	1.000	1.186	0.884
θ_u	1.000	0.971	0.844	θ_u	1.000	0.843	0.765
μ_Δ	1.000	0.642	0.605	μ_Δ	1.000	0.843	0.765

$\lambda=2.5$				$\lambda=2.5$			
$\nu=0.10$				$\nu=0.25$			
$\rho_l(\%)$	0.5	1	2	$\rho_l(\%)$	0.5	1	2
V	164.93	210.05	210.05	V	210.05	210.05	210.05
R	1.000	1.273	1.273	R	1.000	1.000	1.000
θ_y	1.000	0.780	0.560	θ_y	1.000	0.536	0.536
θ_u	1.000	0.770	0.544	θ_u	1.000	0.851	0.807
μ_Δ	1.000	0.9860	0.970	μ_Δ	1.000	1.588	1.504

a)-Impact sur la résistance

Un gain de résistance fluctuant entre 27 et 63% est enregistré pour $\nu = 0,1$ et 16 et 18% si $\nu = 0,25$ respectivement pour $\lambda = 2,5$ et $\lambda = 3,5$. (tableau 6.10b)

b)-Impact sur la déformation

Le taux d'acier longitudinal ρ_l influence significativement la limite d'élasticité et la limite ultime.

- Pour $\lambda = 3,5$ et $\rho_l = 1\%$, une augmentation à la limite d'élasticité est constatée atteignant 50% pour $\nu = 0,1$ et 19% pour $\nu = 0,25$. Dans le cas où $\rho_l = 2\%$ ce gain est réduit à 40% pour $\nu = 0,1$ et une perte de 12% est enregistrée si $\nu = 0,25$. Cependant, la limite ultime enregistre un déficit de déformation de 3 à 16% pour $\rho_l = 1$ et 2% si $\nu = 0,1$ et un déficit de 16 à 25% si $\nu = 0,25$ respectivement pour $\rho_l = 1$ et 2% (tableau 6.10b).
- Pour $\lambda = 2,5$ et $\nu = 0,1$ une perte significative jusqu'à 22% pour $\rho_l = 1\%$, cette perte s'accroît à 44% pour $\rho_l = 2\%$. Pour $\nu = 0,25$, la perte de la rotation élastique reste constante ; 44 % (tableau 6.10b).

Cependant, la rotation ultime (θ_u) enregistre un déficit respectivement pour $\rho_l = 1\%$ et 2% de 23 à 46% si $\nu = 0,1$ et de 15 à 19% si $\nu = 0,25$ (tableau 6.10b).

c)-Impact sur la ductilité

- Pour $\lambda = 3,5$ une perte de ductilité est enregistrée (46% et 40%) respectivement pour $\rho_l = 1\%$ et $\rho_l = 2\%$ si $\nu = 0,10$, et de 15% à 24 % si $\nu = 0,25$.
- Pour $\lambda = 2,5$ une perte de ductilité (de 50% et 59%) est enregistrée pour $\nu = 0,25$, qui deviendra négligeable (1% à 3%) respectivement pour $\rho_l = 1\%$ et 2%.

6.5.4.- L'effort normal réduit v

Les résultats obtenus sont regroupés sous forme de familles de courbes effort - déformation catégorisées selon l'élanement λ et l'effort réduit v (Figure 6.16).

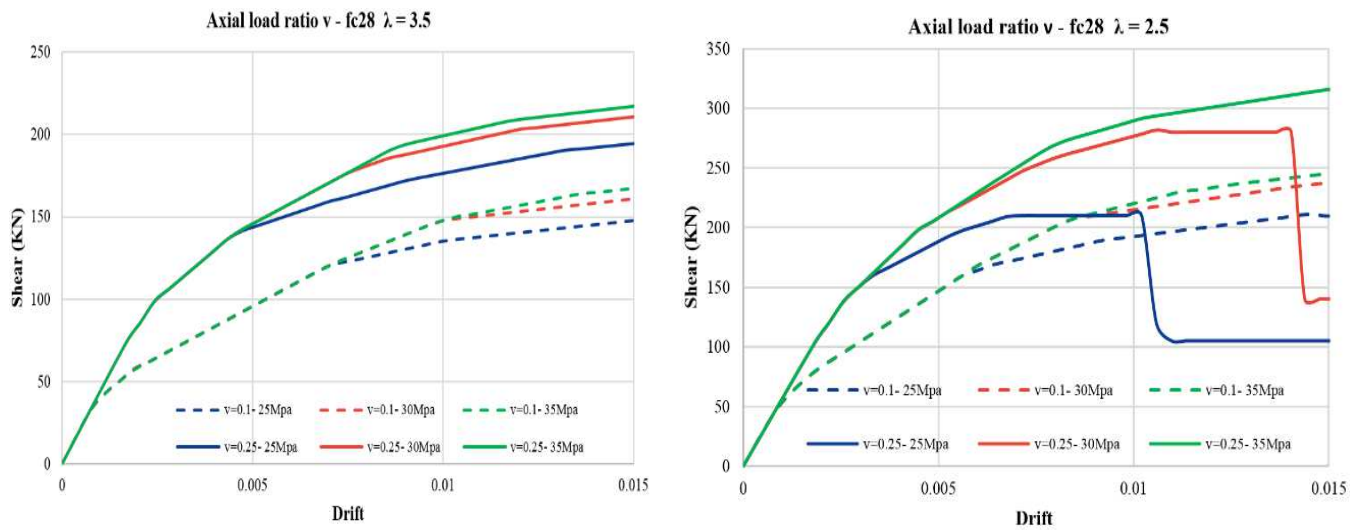


Figure 6.16 : Influence de l'effort normal réduit v

Tableau 6.11 : Influence de l'effort normal réduit v

$\lambda=3.5$ $f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\lambda=3.5$ $f_{c28} = 30\text{MPa}$	$\lambda=3.5$ $f_{c28} = 35\text{MPa}$	$\lambda=2.5$ $f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\lambda=3.5$ $f_{c28} = 30\text{MPa}$	$\lambda=3.5$ $f_{c28} = 35\text{MPa}$
Gains $v = 0.25$	Gains $v = 0.25$	Gains $v = 0.25$	Gains $v = 0.25$	Gains $v = 0.25$	Gains $v = 0.25$
R 1.315	R 1.305	R 1.293	R 1.000	R 1.147	R 1.282
θ_y 0.873	θ_y 0.843	θ_y 0.829	θ_y 0.589	θ_y 0.765	θ_y 0.889
θ_u 0.993	θ_u 0.993	θ_u 0.993	θ_u 0.667	θ_u 0.693	θ_u 0.993
μ_Δ 1.138	μ_Δ 1.179	μ_Δ 1.198	μ_Δ 1.131	μ_Δ 0.906	μ_Δ 1.117

a)-Impact sur la résistance

Pour $\lambda = 3,5$, un considérable gain de résistance est enregistré (environ 30%) lorsque v passe de 0,1 à 0,25. Cependant, ce gain diminue (14,7% et 28,2%) respectivement pour $f_{c28} = 30$ MPa et $f_{c28} = 35$ MPa lorsque v passe de 0,1 à 0,25 pour un élanement $\lambda = 2,5$.

b)-Impact sur la déformation et la ductilité

L'augmentation de v réduit significativement la rotation élastique (13 à 17%) pour les voiles fortement chargés ($v = 0,25$) si $\lambda = 3,5$, entraînant de ce fait une augmentation de la ductilité globale (14 à 20%). Cette réduction s'accroît si $\lambda = 2,5$ et passe de 44 et 21% respectivement pour $f_{c28} = 30$ MPa et $f_{c28} = 35$ MPa si $v = 0,25$, conduisant à une augmentation de la ductilité de 13 et 11,7%.

6.5.5.- Rapport d'acier transversal ρ_{sh}

Les résultats obtenus sont regroupés sous forme de familles de courbes effort - déformation (Figure 6.17), catégorisées selon l'élanement λ et l'effort réduit v montre que ρ_{sh} paramètre influe faiblement les capacités de déformation et de résistance quel que soit l'élanement (λ) voile et son niveau de chargement (v).

a)-Impact sur la résistance

Un faible gain en résistance est enregistré (3-8%) uniquement pour $\lambda = 3,5$.

b)-Impact sur la déformation et la ductilité

Pour $\lambda = 2,5$ ρ_{sh} a une faible influence sur la limite d'élasticité (10 à 12%) si $v = 0,1$ et aucun effet pour $v = 0,25$. La limite ultime est faiblement affectée (5 à 16%). Une perte de la ductilité globale est constatée (5 à 10%) pour $v = 0.25$. On peut conclure que l'influence du ratio d'armature transversale est négligeable.

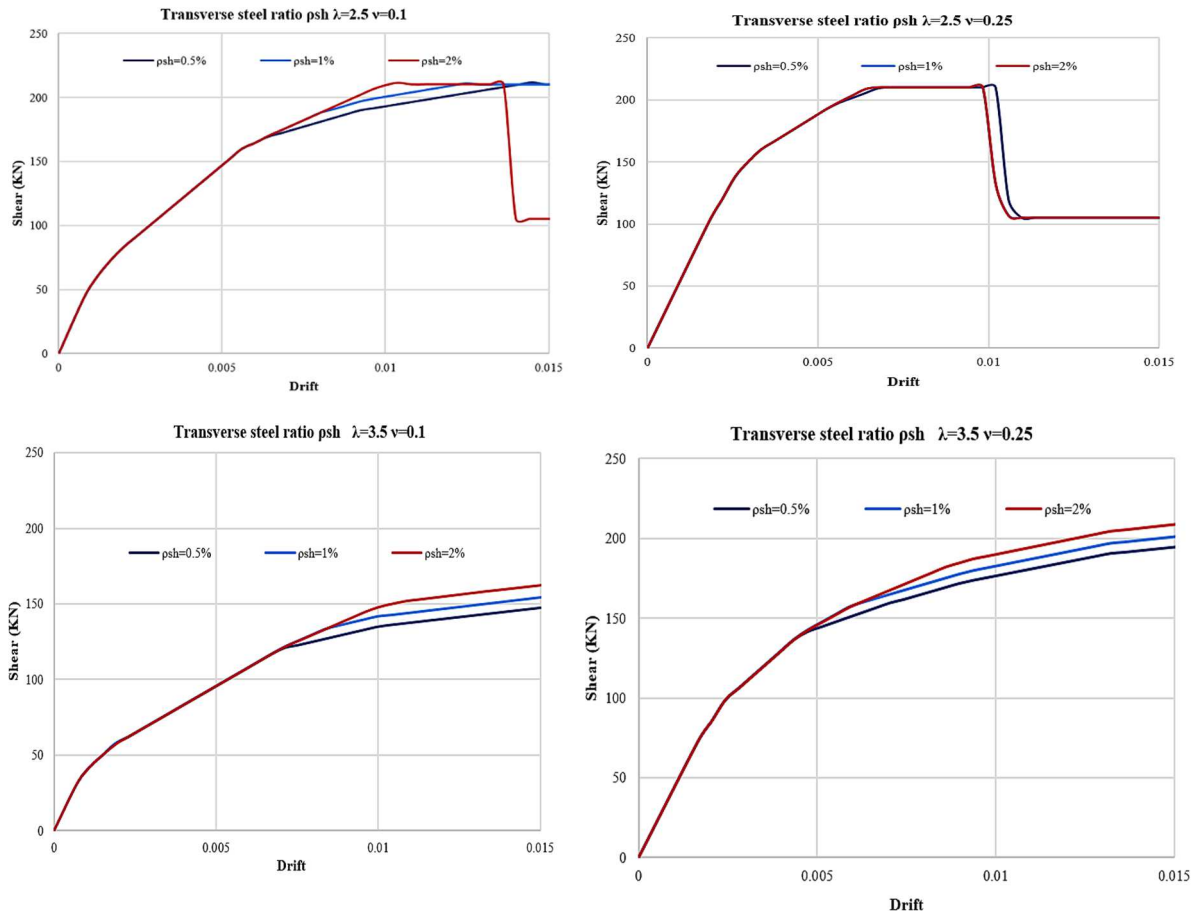


Figure 6.17 : Influence du rapport d'acier transversal ρ_{sh}

6.5.6.- Étendue de la section confinée CS

Les résultats obtenus sont regroupés (Figure 6.18), sous la forme de courbes effort tranchant-dérive catégorisées en fonction de l'élancement λ et de l'effort axial réduit v . On constate que l'étendue de la section confinée n'a aucun effet sur les capacités de résistance et de déformation du voile, quel que soit son élancement et la charge axiale supportée.

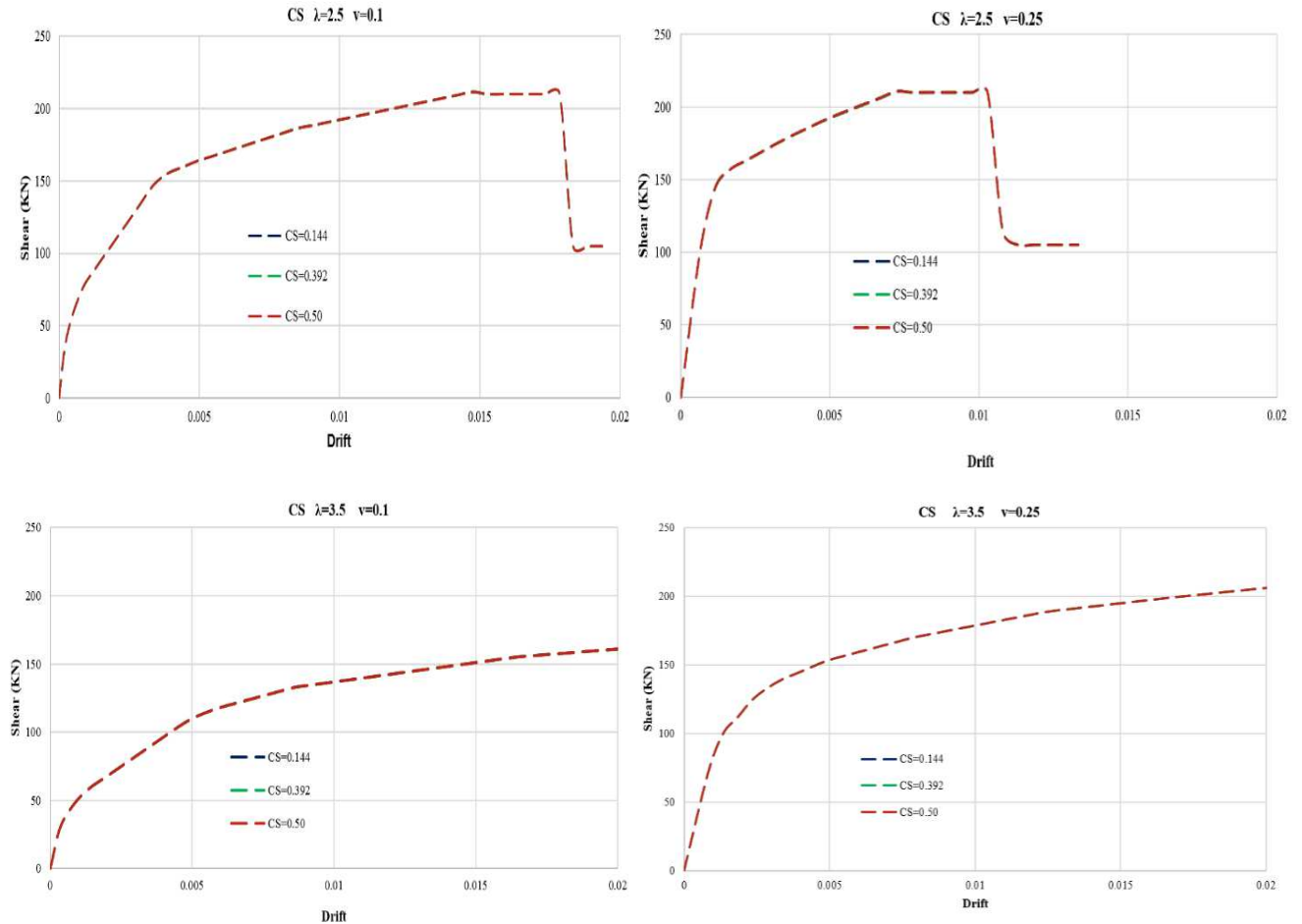


Figure 6.18 : Influence de la profondeur de la section confinée CS.

6.5.7.- Rapport d'élanement λ :

Les résultats obtenus en considérant la variation de l'élanement géométrique λ sont regroupés dans le tableau 10 et la (Figure 6.19), Cette dernière montre que toutes les courbes (quel que soit la flexibilité du voile et l'intensité de l'effort réduit) enregistrent une chute de résistance après le stade d'écoulement avec une réserve de résistance. La résistance maximale atteinte, les courbes présentent un palier de plasticité qui va s'étendre fonction de l'élanement λ . Ce plateau se terminant par une chute de résistance caractérise le comportement flexion avec cisaillement. On peut remarquer aisément que le comportement en question est accentué par l'accroissement de l'effort réduit ν . Le comportement purement flexionnel s'affiche pour $\lambda=2.5$ si le voile est faiblement chargé ($\nu=0.1$), nécessitera un élanement plus grand ($\lambda=3.5$) si le voile est fortement chargé ($\nu=0.25$).

Tableau 6.12: Influence of the slenderness ratio λ

$v = 0.10$					$v = 0.25$			
λ	V	δy (%)	δu (%)	μ_{Δ}	V	δy (%)	δu (%)	μ_{Δ}
1	210.05	0.002	0.0076	3.45	210.05	0.002	0.0077	3.86
1.5	210.05	0.003	0.009	3.21	210.05	0.0022	0.0079	3.59
2	210.05	0.004	0.0105	2.63	210.05	0.0027	0.0084	3.11
2.5	210.05	0.006	0.0145	2.59	210.05	0.0033	0.0102	3.09
3	176.58	0.006	0.0151	2.55	210.05	0.0043	0.0147	3.42
3.5	148.1	0.006	0.0151	2.43	194.76	0.0055	0.0151	2.75

$v = 0.10$							$v = 0.25$					
Gains	1.0	1.5	2	2.5	3	3.5	1.0	1.5	2	2.5	3	3.5
V	210.05	210.1	210.05	210.05	176.58	148.1	210.05	210.05	210.05	210.05	210.05	194.76
R	1.00	1	1	1	0.84	0.7	1.00	1	1	1	1	0.93
δy	1.00	1.27	1.82	2.54	2.72	2.86	1.00	1.1	1.35	1.65	2.15	2.75
δu	1.00	1.18	1.38	1.91	1.99	1.99	1.00	1.03	1.09	1.32	1.91	1.96
μ_{Δ}	1.00	0.93	0.76	0.75	0.74	0.7	1.00	0.93	0.81	0.8	0.89	0.71

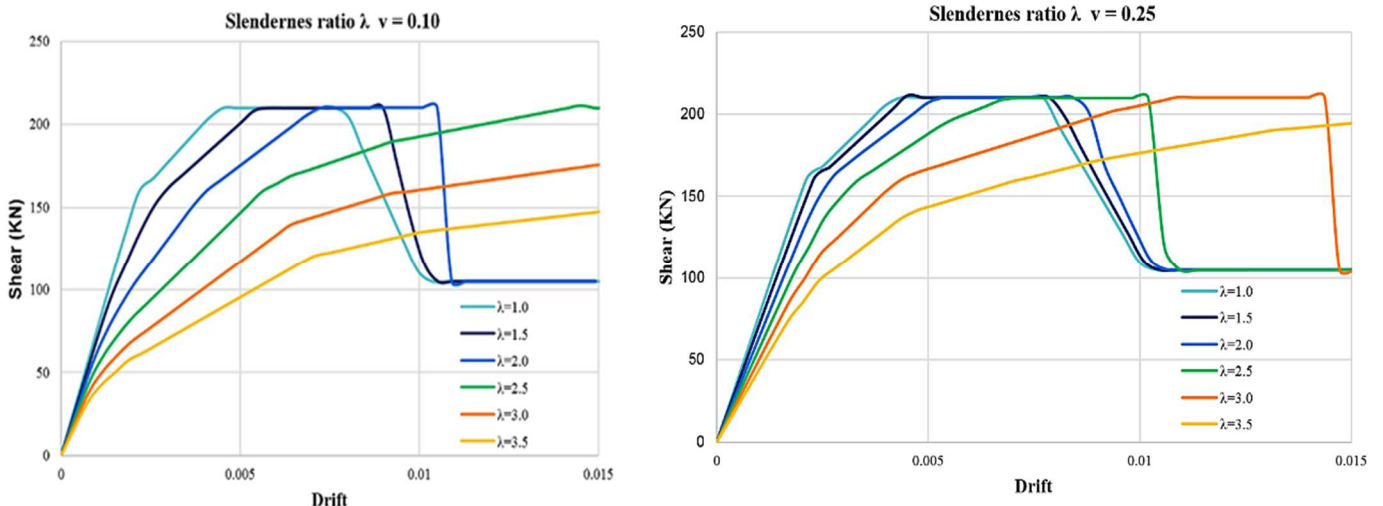
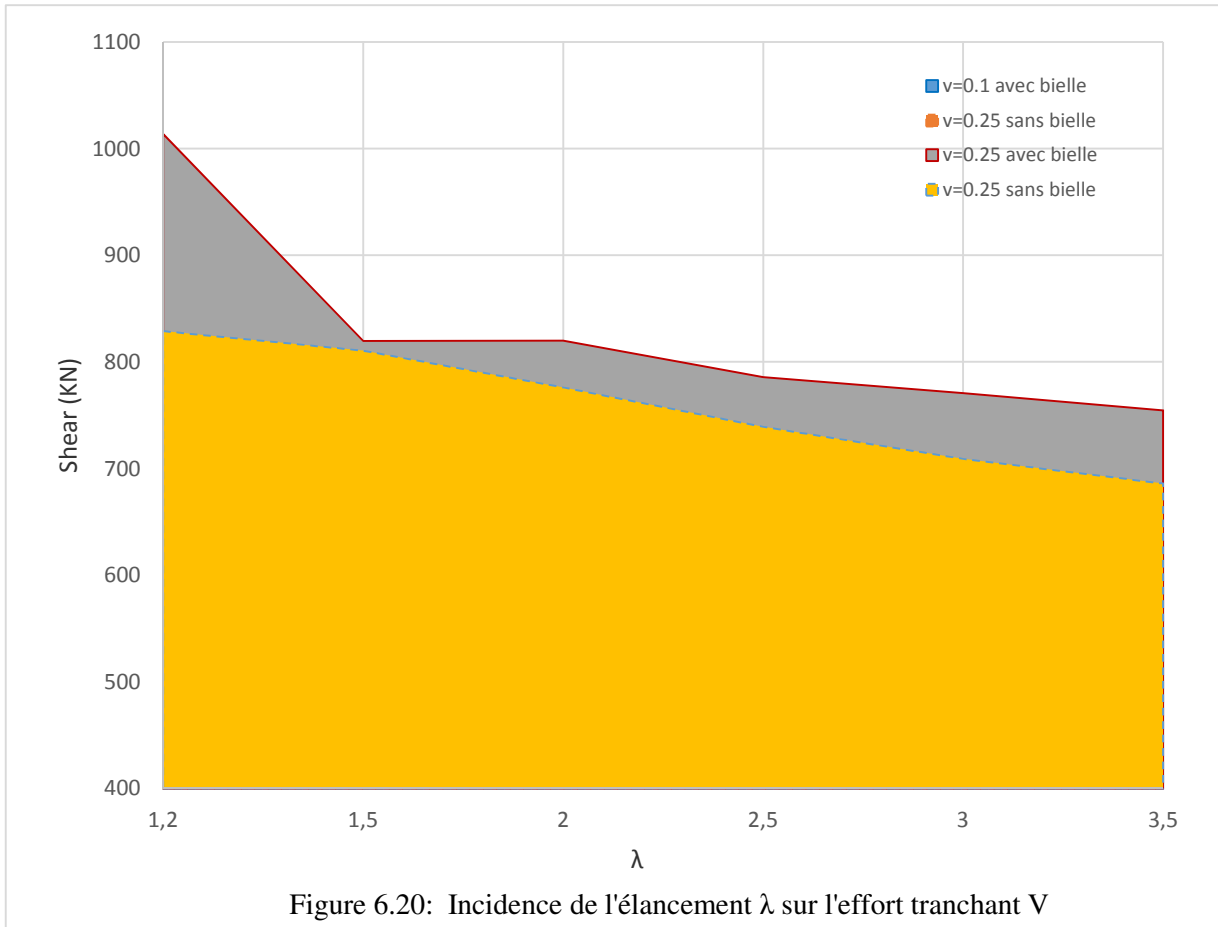


Figure 6.19 : Influence d'élanement Géométrique λ .

L'augmentation du rapport d'élanement λ améliore la déformabilité de l'élément tout en réduisant sa rigidité. Il retarde l'apparition de la limite d'élasticité :

- 154% est enregistré pour $\lambda = 2.5$ et 186% pour $\lambda = 3.5$ si $v = 0.1$;
- 65% est enregistré pour $\lambda = 2.5$, et 175% si $\lambda = 3.5$ si $v = 0.25$.

Il en résulte une perte importante de rigidité ; d'où une baisse de la résistance de 30% pour $v = 0.1$ et de 7% pour $v = 0.25$. En outre, la déformation ultime est également retardée de manière appréciable (plus de 90%), ce qui augmente la capacité de dissipation de l'énergie. Pour les voiles légèrement chargés ($v = 0.1$), le comportement en flexion est perceptible pour $\lambda = 2.5$. Pour les voiles fortement chargés ($v = 0.25$), ce comportement s'introduit pour $\lambda = 3$ devient dominant si $\lambda = 3.5$.



Note importante :

La Figure 6.20, montre clairement l'incidence de l'introduction de l'effet de la bielle de compression sur le comportement du voile-structurel. En effet lorsqu'il s'agit d'un effort tranchant conventionnel (sans l'introduction de l'effet bielle) l'évolution de la valeur de l'effort tranchant en fonction de l'élançement géométrique suit un flux de champs de compression laminaire (comportement ductile). Mais lorsqu'on introduit cette effet additionnel d'effort tranchant (effet de bielle) le flux du champ de compression devient turbulent (comportement fragile) jusqu'à la valeur de $\lambda = 1.5$ (comportement dominé par le cisaillement), une fois cette valeur dépassée un plateau de stabilisation apparaît due à la première manifestation de l'effet flexionnel, mais une fois la valeur de l'élançement dépasse les 2.5 ($\lambda > 2.5$) le flux de champ de compression devient laminaire (ductile) due à la dominance de l'effet flexionnel.

6.5.8.- Effet de la bielle de compression

L'étude de l'influence de la bielle comprimée sur le comportement du voile structurelle en BA a été réalisée en utilisant le modèle PW1 (déjà étudié sous l'effet cyclique) pour un cas de charge monotone (Figure 6.21). L'investigation a été conduite en faisant varier l'élanement géométrique (du voile court au voile élancé) pour deux valeurs limites de l'effort axiale réduit $v = 0.1$ et $v = 0.25$ (légèrement à fortement chargé). Ce spécimen a été choisi en raison de ses dimensions géométriques correspondant aux voiles couramment utilisés (absence d'effet d'échelle) et de l'accessibilité des détails expérimentaux.

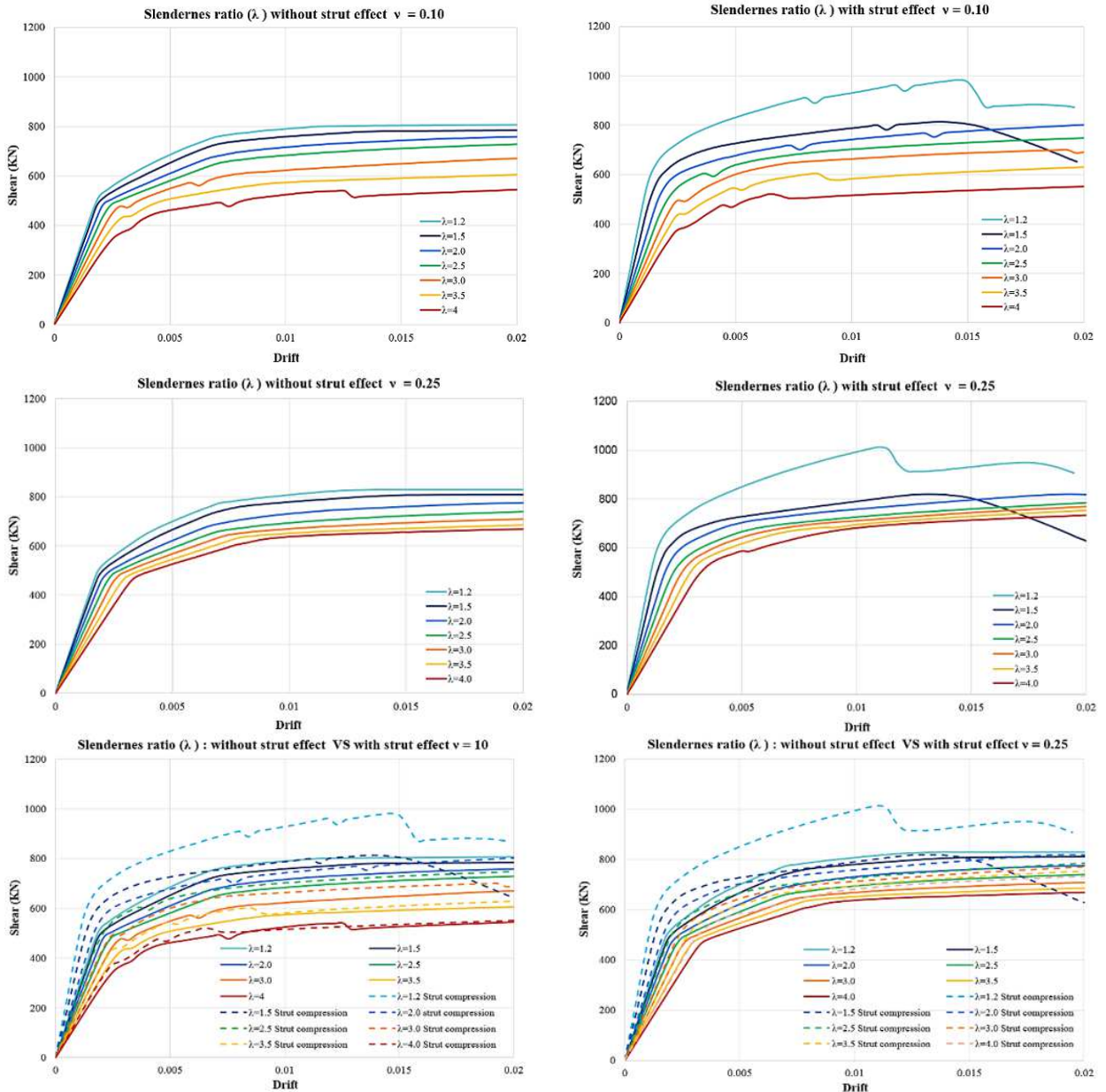


Figure 6.21 : Influence des bielles de compression sur la réponse NL du voile.

La figure 6.21 montre que :

- l'effet de la bielle comprimée n'est pas significatif (les gains ne dépassent pas 10%, Tableau 11) pour les voiles ayant un élanement $\lambda \geq 2$;
- $\lambda < 2$ est principalement dominé par l'effet de cisaillement (zone perturbée) ;

- $\lambda = 2$ peut être considéré comme un point de démarcation après lequel l'effet de flexion se déclenche bien que l'effet de cisaillement reste important ;
- $\lambda > 2,5$ l'effet de flexion varie de plus en plus (précisément pour les voiles fortement chargés) ; le phénomène de flexion commence à prévaloir.
- l'élément présente un comportement purement flexionnel ;
 - pour $\lambda = 3.0$ pour le voile faiblement chargé ($v=0,1$) ;
 - pour $\lambda = 3.5$, pour le voile fortement chargé ($v=0.25$).

La Figure 6.22 illustre l'incidence de la prise en considération de l'effet de bielle sur la capacité de résistance des voiles en béton armé. La bielle comprimée reste sans effet pour les voiles faiblement chargés (6% d'augmentation de l'effort tranchant) et procure une faible amélioration de la résistance pour les voiles élancés fortement chargés (10% si $\lambda \geq 3.5$). Cependant son effet est conséquent pour des voiles courts (22% de gains pour $\lambda = 1.2$ quel que soit v).

Tableau 6.13: Influence of the compression strut on the NL response of RCW

λ	$v = 0.10$			$v = 0.25$		
	V	V _{strut}	Gain (%)	V	V _{strut}	Gain (%)
1.2	807.3	982.08	21.6	829	1013.62	22.3
1.5	783.3	813.11	3.8	810.5	819.65	1.1
2	758.85	802.67	5.8	776.23	819.9	5.6
2.5	728.81	748.47	2.7	739.35	785.65	6.3
3	670	700.1	4.5	709.2	770.73	8.7
3.5	605	632	4.5	686.17	754.61	10.0

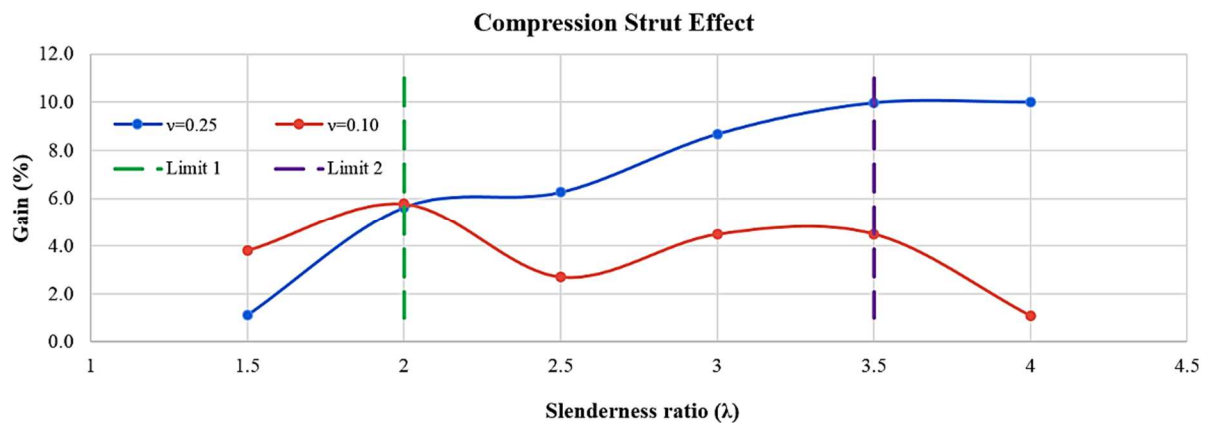


Figure 6.22 : Gains enregistrés due à l'effet de bielles de compression.

La synthèse des résultats obtenus donne une réponse claire sur l'élancement limite au-delà duquel le voile présentera un comportement purement flexionnel pour les deux cas de chargement ($v=0.1$ et $v=0.25$). On peut conclure que l'élancement géométrique de 3.5 peut être considéré comme un seuil au-delà duquel le voile exhibera un comportement purement flexionnel. Contrairement à l'EC8 et au code ASCE/SEI 41-13 qui recommandent un élancement limite indépendamment de la position du voile (cas faiblement ou fortement chargé) et donnent des valeurs de 2 et 3 respectivement pour un tel comportement.

6.6.- Conclusions

6.6.1.- Étendue de la rotule plastique L_p

La longueur de la rotule plastique affecte significativement la résistance et la déformation des structures en voiles pour les valeurs $0,25L_w \leq L_p \leq 0,63L_w$. Le gain de résistance et de déformation augmente linéairement jusqu'à $L_p = 0,63l_w$ où il reste inchangé. Cette valeur spécifique caractérise l'état limite ultime au-delà duquel les résultats obtenus deviennent irrationnels. La valeur normative de $L_p = 0,5L_w$ limite l'incursion dans le domaine plastique en préservant une marge de sécurité supplémentaire (20% en déformation). La variation de la longueur plastique provoque un déplacement de l'axe neutre de la section de l'âme formant deux familles de comportement (σ - ε) délimitées par la valeur normative de $0,5L_w$. Ce décalage s'accroît entre $0,57L_w$ et $0,63L_w$ conduisant à une optimisation des matériaux (béton confiné en compression) augmentant l'aire confinée d'où la capacité de rotation. Des valeurs de rotation cohérentes avec les déformations à l'état limite (I.O), (L.S), (N.C) pour le comportement en flexion-cisaillement sont proposées pour une armature en acier conventionnel :

$$\theta_{IO} = 0.0033rd, \quad \theta_{LS} = 0.0083rd, \quad \theta_{NC} = 0.0128rd.$$

6.6.2.- Résistance du béton f_{c28}

L'augmentation de f_{c28} améliore la résistance (jusqu'à 50% de gain) des voiles élancés fortement chargés ($\lambda=2.5$) et diminue la ductilité (30% de perte est enregistrée). Cependant, elle n'a pas d'effet significatif pour les voiles très élancés ($\lambda=3.5$).

6.6.3.- Taux d'armature longitudinale ρ_l

L'augmentation de ρ_l conduit à un gain significatif de résistance (jusqu'à un gain de 50%) pour les voiles faiblement chargés ($v=0.1$ pour $\lambda = 2.5-3.5$). Alors qu'une perte de ductilité est remarquée (25 et 40%) respectivement pour $v = 0.25$ et $v=0.1$ avec ($\lambda = 2.5-3.5$). La déformation ultime de l'acier $\varepsilon_{su}=0,30$ est recommandée afin d'éviter le phénomène d'instabilité hors plan.

6.6.4.- Effort normal réduit v

L'effort normal réduit v améliore légèrement la résistance des voiles très élancés ($\lambda=3.5$). Cependant, il réduit la limite d'élasticité conduisant à une augmentation substantielle de la ductilité si $\lambda = 2.5$.

6.6.5.- Taux d'armature transversale ρ_{sh}

Le taux d'acier transversal influe faiblement la capacité de résistance des voiles très élancés ($\lambda = 3,5$) quelque soit l'intensité de la charge axiale. Pour les voiles moyennement élancés ($\lambda = 2.5$) ρ_{sh} a un faible effet sur la capacité de résistance si $v = 0,1$ et reste sans effet si $v = 0,25$.

Le taux d'acier transversal ρ_{sh} influe faiblement sur la capacité de déformation des voiles. Afin d'obtenir un rapport de confinement rationnel, une limite effective du taux d'acier transversal ($\rho_{sh}=1\%$) est recommandée.

6.6.6.- Étendue de la section confinée CS

L'étendue de la section confinée n'a aucun effet sur les capacités de résistance et de déformation de l'âme (indépendamment de son élancement et de la force axiale qu'elle supporte).

6.6.7.- Effet de la bielle de compression et du rapport d'élançement λ .

Pour les voiles ayant un élançement $\lambda \geq 2$ l'effet de la bielle comprimée est négligeable (les gains ne dépassent pas 10%), cependant, il sera significatif pour les voiles courts où ces gains peuvent dépasser 20%. L'augmentation de l'élançement λ , favorise la déformabilité du voile, tout en réduisant sa rigidité. Il retarde l'apparition de la limite d'élasticité (allant de 65% jusqu'à 186%) ce qui entraîne une perte conséquente de rigidité traduite par une baisse de résistance. La déformation ultime est considérablement retardée (plus de 90%), augmentant ainsi la capacité de dissipation de l'énergie.

Pour les voiles faiblement chargés ($v = 0.1$), il faut souligner que le comportement flexionnel s'annonce pour un élançement $\lambda = 2.5$ et sera dominant pour $\lambda = 3.0$. Cependant pour le cas des voiles fortement chargés ($v = 0,25$), ce comportement prend effet pour $\lambda = 3$ et devient dominant après $\lambda = 3.5$. Le rapport d'élançement (longueur/largeur) décrivant un comportement purement flexionnel omettant l'effet de l'effort normal v n'est pas réaliste. Une limite de ce facteur prenant en compte l'effet de la position du voile (faible ou forte charge axiale v) est proposé :

$$\lambda_{\min} \geq 3,5 \times (1 - (0,25 - v)).$$

Nous concluons que l'élançement $\lambda = 3.5$ représente le seuil au-delà duquel le voile présente un comportement purement flexionnel. Enfin, il a été constaté que les capacités des voiles structuraux en béton armé (VSBA) sont très sensibles à la résistance du béton f_{c28} , à l'effort normal réduit v , au taux d'acier longitudinal ρ_l , et à l'étendue de la longueur plastique L_p .

Cependant, les voiles restent moins sensibles au taux d'acier transversal ρ_{sh} et à la profondeur de la zone de confinement CS. Il a été mis en évidence que l'élançement géométrique λ reste le facteur déterminant sur la réponse NL du voile. Cette première étude servira d'assise à une étude future où le voile sera étudié dans le contexte d'un bâtiment entier en tenant compte du pourcentage des voiles structuraux courts et élancés le composant; afin de proposer un facteur de comportement global fonction de leurs élançements et ductilités spécifiques $\lambda(\mu)$, du pourcentage de voiles courts et élancés introduits dans le système de défense ou contreventement du bâtiment.

Références:

- [1] Paulay, T and. Williams, R.L "The Analysis And Design And Evaluation Of Design Actions For Reinforced Concrete Ductile Shear Wall Structures" Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.13 N°2 June 1980.
- [2] Powel, G. "CSI's "Perform Components and Elements Building," (2006).
- [3] European Standard. "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance — Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings." European Committee for Standardization, (2003).
- [4] ASCE 41-17 "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings." Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, (2017). doi:10.1061/9780784414859.
- [5] Wu, Yun Tian, Tian Qing Lan, Yan Xiao, and Yeong Bin Yang. "Macro-Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls: State-of-the-Art." Journal of Earthquake Engineering 21, no. 4 (2017): 652–78. doi:10.1080/13632469.2016.1174754.
- [6] Du, Ke, HuanLuo, JiulinBai, and Jingjiang Sun. "Integrating of Nonlinear Shear Models into Fiber Element for Modeling Seismic Behavior of Reinforced Concrete Coupling Beams, Wall Piers, and

- Overall Coupled Wall Systems.” *International Journal of Concrete Structures and Materials* 13, no. 1 (2019): 13–34. doi:10.1186/s40069-019-0346-z.
- [7] Kolozvari, Kristijan, KamiarKalbasi, KutayOrakcal, Leonardo M. Massone, and John Wallace. “Shear–Flexure-Interaction Models for Planar and Flanged Reinforced Concrete Walls.” *Bulletin of Earthquake Engineering* 17, no. 12 (2019): 6391–6417. doi:10.1007/s10518-019-00658-5.
- [8] Kolozvari, Kristijan, KamiarKalbasi, KutayOrakcal, and John Wallace. “Three-Dimensional Model for Nonlinear Analysis of Slender Flanged Reinforced Concrete Walls.” *Engineering Structures* 236 (2021): 236 112105. doi:10.1016/j.engstruct.2021.112105.
- [9] Mortazavi, Seyed Mohammad Reza, and BehrouzZaeimdar. “Shear Wall Modeling with Asymmetric Openings by Macro Elements.” *Structures* 29 (2021): 899–910. doi:10.1016/j.istruc.2020.08.049.
- [10] Zhang, Zi Yu, Ran Ding, Jian Sheng Fan, Mu Xuan Tao, and XinNie. “Numerical Study of Reinforced Concrete Coupled Shear Walls Based on a Two-Dimensional Finite Element Model.” *Engineering Structures* 244 (2021): 112792. doi:10.1016/j.engstruct.2021.112792.
- [11] Kolozvari, Kristijan, Lauren Biscombe, FarhadDashti, Rajesh P. Dhakal, AysegulGogus, M. FethiGullu, Richard S. Henry, et al. “State-of-the-Art in Nonlinear Finite Element Modeling of Isolated Planar Reinforced Concrete Walls.” *Engineering Structures* 194 (2019): 46–65. doi:10.1016/j.engstruct.2019.04.097.
- [12] Ugalde, David, Pablo F. Parra, and Diego Lopez-Garcia. “Assessment of the Seismic Capacity of Tall Wall Buildings Using Nonlinear Finite Element Modeling.” *Bulletin of Earthquake Engineering* 17, no. 12 (2019): 6565–89. doi:10.1007/s10518-019-00644-x.
- [13] Petrone, Floriana, Frank McKenna, Thanh Do, and David McCallen. “A Versatile Numerical Model for the Nonlinear Analysis of Squat-to-Tall Reinforced-Concrete Shear Walls.” *Engineering Structures* 242, no. 112406 (2021). doi:10.1016/j.engstruct.2021.112406.
- [14] Hellesland, J., and A.Scordelis. *Analysis of RC Bridge Columns under Imposed Deformations*. Delft, Netherlands: IABSE Colloquium, Delft, Netherlands, (1981): 545-559.
- [15] Aktan, A. E., and V.Bertero. “Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures.” *Journal of Structural Engineering, ASCE* 110, no. 8 (1984): 1803–1821.
- [16] Spacone, Enrico, Filip C. Filippou, and Fabio F. Taucer. “Fibre Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25, no. 7 (1996): 711–25. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9.
- [17] Neuenhofer, Ansgar, and Filip C. Filippou. “Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models.” *Journal of Structural Engineering* 123, no. 7 (1997): 958–66. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:7(958).
- [18] Pugh, Joshua S., Laura N. Lowes, and Dawn E. Lehman. “Nonlinear Line-Element Modeling of Flexural Reinforced Concrete Walls.” *Engineering Structures* 104 (2015): 174–92. doi:10.1016/j.engstruct.2015.08.037.
- [19] Kolozvari, Kristijan, Carlos Arteta, MatejFischinger, Sofia Gavridou, Matias Hube, TatjanaIsaković, Laura Lowes, KutayOrakcal, Jorge Vásquez, and John Wallace. “Comparative Study of State-of-the-Art Macroscopic Models for Planar Reinforced Concrete Walls.” *ACI Structural Journal* 115, no. 6 (November 2018). doi:10.14359/51710835..
- [20] Pozo, Juan D., Matias A. Hube, and Yahya C. Kurama. “Quantitative Assessment of Nonlinear Macro-Models for Global Behavior and Design of Planar RC Walls.” *Engineering Structures* 224, no. 224 (2020). doi:10.1016/j.engstruct.2020.111190.
- [21] Powell, Graham Harcourt. *Detailed Example of a Tall Shear Wall Building: Using CSI's PERFORM 3D Nonlinear Dynamic Analysis: Nonlinear Modeling, Analysis and Performance Assessment for Earthquake Loads*. Computers & Structures Incorporated, (2007).

- [22] Lowes, Laura N., Dawn E. Lehman, and C. Baker. "Recommendations for modeling the nonlinear response of slender reinforced concrete walls using PERFORM-3D." In 2016 SEAOC convention. Maui, USA. (2016).
- [23] Jiang, Huanjun, and Laoer Liu. "Numerical Analysis of RC Shear Walls under Cyclic Loading by PERFORM-3D." *Advanced Materials Research* 250–253, no. 250–253 (2011): 2253–57. doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.250-253.2253.
- [24] Wallace, J. W. "Lightly reinforced wall segments." In *New Information on the Seismic Performance of Existing Concrete Buildings Seminar Notes*. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute, (2006): 1-62. Available online: https://apps.peer.berkeley.edu/research/pdf/Wallace-Wall_Segments_FINAL_V3_Present.pdf (accessed on April 2021).
- [25] Lowes, L. N., D. E. Lehman, and A. C. Birely. "DA Kuchma, CR Hart, KP Marley (University of Illinois, Urbana-Champaign), Behavior, Analysis, and Design of Complex Wall Systems: Planar Wall Test Program Summary Document." (2012).
- [26] Kappos, Andreas. *Earthquake Resistant Concrete Structures*. Earthquake Resistant Concrete Structures. Taylor and Francis, 2014. doi:10.1201/9781482271300.
- [27] RPA 99/Version 2003. "Algerian Seismic Regulations", Ministry of Housing Planning and the city (Ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville), Edition CGS, Algeria(2003).
- [28] Chai Y.H, Elayer TD. "Lateral Stability of RC Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression" *ACI Structural Journal* 1999; 96(5):780-9
- [29] Paulay, T., and M. J.N. Priestley. "Stability of Ductile Structural Walls." *ACI Structural Journal* 90, no. 4 (1993): 385–92. doi:10.14359/3958.
- [30] Park, R. "Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing." *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 22, no. 3 (1989): 155–66. doi:10.5459/bnzsee.22.3.155-166.
- [31] Barrera, A.C., J.L. Bonet, M.L. Romero, and M.A. Fernández. "Ductility of Slender Reinforced Concrete Columns under Monotonic Flexure and Constant Axial Load." *Engineering Structures* 40 (July 2012): 398–412. doi:10.1016/j.engstruct.2012.03.012.
- [32] Teroaka, M, and S Fuji. "Seismic Evaluation of R/C Beam-Column Joints". In *Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures*, Sapporo Hokkaido Japan. PEER, (2000): 379–390.
- [33] Abdullah, Saman Ali. "Reinforced Concrete Structural Walls: Test Database and Modeling Parameters," PhD Dissertation University of California Los Angeles UCLA-RC Walls, (2019).
- [34] Epackachi, S, N Sharma, Whitaker A., and A Hortacsu. "A Cyclic Backbone Curve for Squat RC Shear Wall". In *11th U.S National Conference on Earthquake Engineering*. June 25-29, 2018. Los Angeles, California, (2018).
- [35] Kazaz, İlker. "Analytical Study on Plastic Hinge Length of Structural Walls." *Journal of Structural Engineering* 139, no. 11 (2013): 1938–50. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000770.
- [36] A., Atmani, Boudaoud Z., and Djebbar N. "Influence of the Plastic Length on the Seismic Response of RC Shear Wall Resisting Structures." In *4th ECOCEE*, 17-18 June 2019. Istanbul, Turkey, (2019).
- [37] Miranda, Eduardo, and Jorge Ruiz-Garca. "Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, no. 3 (2002): 539–60. doi:10.1002/eqe.143.
- [38] Iwan, Wilfred D., and Nathan C. Gates. "Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures." *Journal of the Engineering Mechanics Division* 105, no. 3 (June 1979): 391–405. doi:10.1061/jmcea3.0002481.
- [39] FEMA Prestandard, "Commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356)." Washington, DC: Federal Emergency Management Agency 7, no. 2 (2000).

CHAPITRE 7

FACTEUR DE COMPORTEMENT

« Il y'a toujours une relation de causalité entre un comportement et un facteur endogène ou exogène, le figé c'est sclérosé son raisonnement » A.A.

CHAPITRE 07 : FACTEUR DE COMPORTEMENT

7.1.- Introduction

Malgré l'évolution de la réglementation parasismique de part le monde, les procédures d'analyses élastiques restent la pierre angulaire dans la pratique du dimensionnement parasismique en Algérie. La méthode basée sur la force latérale statique prend en compte la réponse non linéaire d'un système parasismique à travers le facteur modificateur de la réponse R appelé aussi facteur de comportement. Ce facteur a été initialement introduit vers la fin des années 70, et sert à réduire l'effort tranchant de

base (V_e) calculé à partir de l'analyse élastique en utilisant un spectre de réponse ayant 5% ($S_{a,5}$) d'amortissement:

$$V = \frac{V_e}{R} = \frac{S_{a,5} \cdot W}{R} \quad (1)$$

Les recommandations du code NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) qualifie le facteur R de facteur empirique prenant en compte l'amortissement et la ductilité d'un système structurel pour des déplacements approchant le déplacement structurel max. Comme il a été décrit par l'ATC- 1995a, les valeurs attribuées à ce facteur par les codes américains (NEHRP, UBC et SEAOC) n'ont aucune base technique et elles sont issues des facteurs empiriques de la force horizontale adoptés par le code SEAOC 1959 [Whittaker et al 1999].

7.2.- Facteur de Comportement R

Les procédures conventionnelles spécifiées dans les codes parasismiques universellement établis utilisent l'analyse élastique pour évaluer les charges sismiques induites sur les structures. Pour tenir compte du comportement inélastique, ces charges sismiques sont modifiées en introduisant le facteur de comportement structurel ou facteur de réduction de la force de calcul

(R) figure 7.1, défini comme suit: $R = \frac{V_{\text{élastique}}}{V_{\text{calcul}}}$. Ce facteur est tributaire du niveau de ductilité

du système, de la sur-résistance due à l'écroutissage et la formation des rotules plastiques. Le début de la formation du mécanisme plastique commence avec l'apparition de la première rotule et la structure continue à développer une capacité de résistance et de déformation ; car la capacité ultime n'est considérée atteinte que lorsque $\delta = \delta_{\text{max}}$.

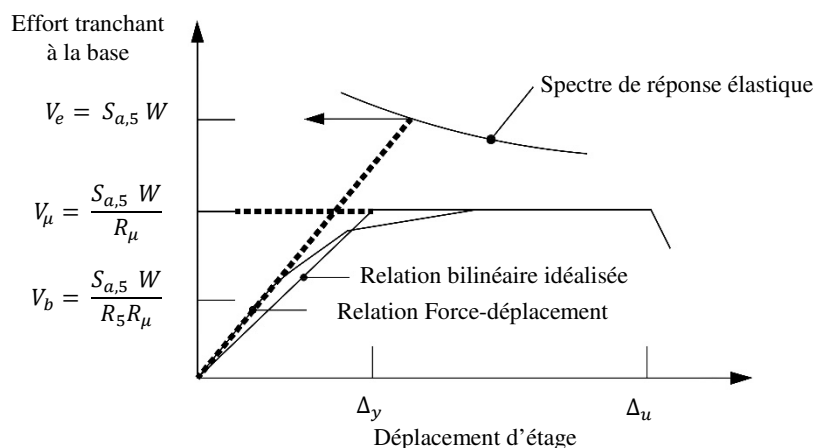


Figure 7.1 : Effort tranchant de base-déplacement global

Cette capacité de résistance peut approximativement être égale à $V_y = \frac{V_e}{R_\mu}$, et elle reste supérieure à la capacité correspondante à la formation de la première rotule ; $V_s = \frac{V_e}{R}$.

Le rapport $R_s = \frac{V_y}{V_s} = \frac{R}{R_\mu}$, est appelé facteur de sur résistance ou de réserve de résistance, et le

facteur R sera donc $R = R_\mu \cdot R_s$. En d'autres termes $R_\mu = \frac{V_{\text{élastique}}}{V_{\text{mécanisme}}}$, et $R_s = \frac{V_{\text{mécanisme}}}{V_{\text{calcul}}}$ où

$V_{\text{mécanisme}}$ est la force latérale nécessaire au développement du mécanisme résultant, et elle est évaluée à l'aide des analyses; dynamique inélastique et statique inélastique (Static Pushover Analysis). Le spectre de dimensionnement à réponse inélastique (IDRS) peut donc être approximativement obtenu en divisant le spectre de dimensionnement à réponse élastique (EDRS) par le produit $R = R_\mu \cdot R_s$ pour chaque plage de T . Dans la moitié des années 80, un programme de recherche expérimentale conduit par l'université de Berkeley a permis de formuler le facteur de comportement R comme le produit de 3 facteurs tenant respectivement compte de la ductilité, de la réserve de résistance et de l'amortissement visqueux ; $R = R_\mu \cdot R_s \cdot R_\xi$. Il a été constaté par Borzi et Elnashai [2000] que le facteur d'amortissement peut être utilisé pour l'estimation du déplacement des structures inélastiques, mais ne pourra réduire proportionnellement la demande de résistance, de ce fait il a été pris égal à l'unité.

Des études récentes [ATC 1995a)] adoptent une formulation similaire :

$$R = R_\mu \cdot R_s \cdot R_R \quad (2) ;$$

où R_R est le facteur de redondance structurelle introduit dans le but de quantifier l'amélioration de la réserve de sécurité des systèmes en portiques utilisant la multiplication modulaire des travées et des niveaux dans chaque direction principale. Il est à noter que les composants de R sont interdépendants entre eux, spécialement le facteur de ductilité et celui de résistance.

7.2.1.- Facteur de ductilité R_μ

Le facteur R_μ est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de contreventement et non pas de celle de ses éléments constituants. Il est évalué pour un spectre inélastique à ductilité constante et il tient compte de la différence entre un chargement statique et un chargement dynamique réversible induit par l'action sismique. Le bâtiment est modélisé comme un système à un seul degré de liberté (SDOF), où sa ductilité de déplacement disponible est estimée, et les relations entre R_μ et μ_Δ (ductilité de déplacement) sont développées. Ces relations ont été le sujet de recherche pour les 3 dernières décennies, et il a été trouvé qu'elles sont fonction des caractéristiques de la structure (ductilité, amortissement et période de vibration) ainsi que des caractéristiques du mouvement du sol.

Newmark et Hall ont relié R_μ au niveau de demande de ductilité de déplacement, fonction de la période par les expressions suivantes :

$$R_\mu = 1 \quad \text{pour} \quad T < 0.03s \quad (\text{égalité des accélérations})$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.1s < T < 0.5s \quad (\text{égalité des énergies})$$

$$R_\mu = \mu \quad T > 0.5s \quad (\text{égalité des déplacements})$$

Miranda et Bertero [1994] ont suggéré des expressions de forme unifiée et simple d'utilisation, obtenues à partir de 124 enregistrements de mouvement de sol couvrant des sites rocheux, alluvionnaires et très meubles. Elles ont été trouvées satisfaisantes surtout pour les sites alluvionnaires

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (3)$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp\left[-1.5(\ln(T) - 0.6)^2\right] \quad \text{site rocheux}$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp\left[-2(\ln(T) - 0.2)^2\right] \quad \text{site alluvionnaire}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_1}{3T} - \frac{3T_1}{4T} \exp\left[-3(\ln(T/T_1) - 0.25)^2\right] \quad \text{site meuble}$$

ϕ : Coefficient caractérisant la nature du sol et T_1 sa période caractéristique.

Krawinkler et Nasser [1991] évaluèrent le spectre de réponse inélastique des systèmes bilinéaires avec chute de rigidité sous 15 excitations sismiques enregistrées sur sites rocheux et sols alluvionnaires. Ils proposèrent des relations pour R_μ fonction de la période naturelle, et la deuxième pente du système bilinéaire en considérant un amortissement de 5%

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (4)$$

$$c(T_n, \alpha) = \frac{T_n^a}{1 + T_n^a} + \frac{b}{T_n} \quad a = 1; \quad b = 0.42 \quad \text{pour } \alpha = 0$$

où les paramètres a et b ont été obtenus à partir de l'analyse en régression, et α est la rigidité après écoulement exprimée en % de la rigidité initiale. ($0 \leq \alpha \leq 10\%$, $a = 1.0$ et b varie entre 0.42 et 0.29). En général le coefficient modificateur R_μ augmente proportionnellement avec le niveau de ductilité recherché, et diminue avec l'augmentation de l'écrouissage. Le coefficient de réduction R_μ introduit par Vidic et al [1994] a été assimilé à une courbe bilinéaire, et 2 modèles d'hystérésis ayant 10% d'écrouissage après écoulement ont été considérés ; bilinéaire et dégradation de rigidité (modèle Q). Dans la plage des périodes courtes ce facteur augmente

linéairement avec la période pour atteindre une valeur presque égale à la demande de ductilité. Il restera constant pour le restant des périodes.

$$R_{\mu} = \begin{cases} c_1(\mu-1)^{c_R} \frac{T_n}{T_0} + 1 & T_n \leq T_0 \\ c_1(\mu-1)^{c_R} + 1 & T_n > T_0 \end{cases} \quad (5)$$

T_0 : période divisant la plage des périodes en 2 ; elle est reliée à la période caractéristique T_1 par la relation $T_0 = c_2 \cdot \mu^{c_T} \cdot T_1$. Les coefficients c_1, c_2, c_R et c_T dépendent du comportement hystérétique et du modèle d'amortissement. Le facteur R_{μ} proposé par Priestley [Lam et al 1998], prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation :

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{1.5T_g} \leq \mu \quad (6)$$

qui suppose l'égalité des déplacements $R_{\mu} = \mu$ quand $T > 1.5T_g$ et l'égalité des accélérations $R_{\mu} = 1$ quand $T \rightarrow 0$, entre ces 2 valeurs R_{μ} est obtenu par interpolation linéaire. En adaptant ces valeurs au code RPA, $R_{\mu} = \mu$ ne sera donc valable que pour la plage des périodes tableau 7.1 élevées ; indiquées ci-dessus :

Tableau 7.1 : Plage des périodes en fonction de la nature du sol.

Site	$T_g(s)$	Périodes (s)		
		Courtes	Intermédiaires	Longues
S1	0.3	0.19		0.45
S2	0.4	0.26		0.60
S3	0.5	0.32		0.75
S4	0.7	0.45		1.05

Il en ressort clairement que pour les structures appartenant aux plages de périodes courtes et intermédiaires la force de calcul est inévitablement sous-estimée, figure 7.2. A titre d'illustration pour un site rocheux, la figure 7.1 confirme cette constatation ($R_{\mu} < 5$), pour les différents auteurs précités).

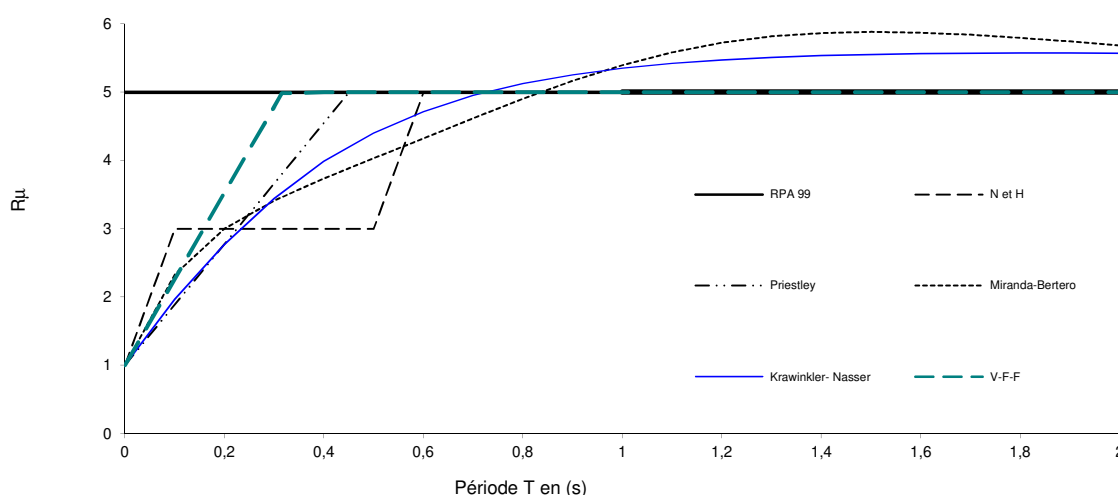


Figure 7.2 : Facteur de comportement R_{μ} , ($\mu = 5$, site rocheux)

7.2.2.- Facteur de réserve de résistance R_s :

La capacité de résistance latérale V_u d'une structure dépasse généralement sa demande de résistance V_b car ses éléments constitutifs sont dimensionnés de telle façon qu'ils eussent des capacités substantiellement plus grandes que les efforts résultants. Ceci est attribuable au fait que la résistance des matériaux utilisés est généralement plus grande que la résistance nominale spécifiée, de plus le contrôle des déplacements résulte généralement en un surdimensionnement du coffrage et les exigences au niveau du détail conduisent le plus souvent à adopter des éléments plus résistants que demandés. Cependant le rapport (V_u/V_b) pour un système structural est variable fonction de sa période fondamentale et la zone sismique. Plusieurs études ont été entreprises dans ce domaine ; [Mawafy et Elnashai 2002]; ont reporté un coefficient de sur résistance R_s variant entre 1.5 et 2.2. Il a été aussi mis en évidence [Kappos 1999] que la sur-résistance dépend de la flexibilité de la structure, elle est donc plus grande pour bâtiments faiblement élevés que pour ceux moyennement élevés (4 à 5 niveaux) ;

$$T < 0.3s \quad R_s = 1.8 \times 1.5 = 2.7 \quad \text{pour} \quad T = 0.1s$$

$$T \geq 0.3s \quad R_s = 1.5$$

Comme l'écart enregistré entre les différentes valeurs de R_s est significatif (variant entre 1.5 et 2.7), son utilisation dans le domaine professionnel n'est donc pas sans risque, pour ce, plus d'études sont nécessaires afin de développer des facteurs de sur résistance fiables pouvant être adoptés par les codes parasismiques¹. A titre d'indication des valeurs assignées à ce facteur par quelques codes en vigueur sont regroupées ci-dessus :

¹ Le facteur de surrésistance R_s est réduit pour les structures élancées qui auront une concentration potentielle des rotules plastiques dans quelques niveaux seulement ainsi que la manifestation du phénomène d'instabilité, conduisant à une augmentation du risque de ruine, contrairement aux structures faiblement élevées.

Tableau 7.2 : Valeurs du coefficient de surrésistance introduits par quelques codes universellement établis

Code	Structures en béton armé	Structures en acier
NZS (1992)	1.5	
NBCC (2005)	1.3 à 1.7	1.3 à 1.6
ASCE-07	2.5 et 3	2 et 3
CPA (2005)	2.1	1.68

Exception faite aux codes américains qui présupposent l'existence d'importantes réserves de résistance résultant en des valeurs du coefficient de comportement R assez élevées, les autres codes introduisent pour ce coefficient des valeurs assez modérées. A titre d'exemple le code ASCE-07 et le NEHRP (BSSC 2003) (recommande $R_s = 3$ pour les portiques et $R_s = 2.5$ pour les systèmes mixtes où les portiques reprennent 25% de la force latérale).

7.3.- Propositions pour le facteur de comportement

Le facteur de comportement $R_c = R_d \cdot R_s$ est la conjugaison du facteur R_d relié au niveau de ductilité et le facteur R_s traduisant la réserve de résistance. Le facteur de ductilité R_d sera traduit par une courbe bilinéaire fonction de la période structurelle, le facteur R (reflétant le niveau de ductilité désiré) et la nature du site traduite par sa période caractéristique (T_2) ou période d'angle. Les valeurs du coefficient R et R_s seront sélectionnés du tableau 3.

Tableau 7.3 : Valeurs des coefficients R et R_s

Catégorie	Système de contreventement	R	R_s
A	Béton Armé		
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie	4	1.4
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie	2.5	1.3
2	Voiles porteurs	3.5	1.5
3	Noyau	3	1.3
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	4	1.4
4b	Portiques contreventés par voiles	3.5	1.4
5	Console verticale à masses réparties	2	1.2
6	Pendule inverse	2	1
Catégorie	Système de contreventement	R	R_s

B	Acier		
7	Portiques autostables ductiles	5	1.4
8	Portiques autostables ordinaires	3.5	1.4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	3.5	1.4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3	1.4
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	4	1.4
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	3	1.4
11	Portiques en console verticale	2	1.2
C	Maçonnerie porteuse		
	Maçonnerie porteuse chaînée	1.5	1.5
D	Autres systèmes	R	R _s
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2	1.2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3	1.3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5	1.4
16	Ossature métallique avec contreventement mixte noyau et palées ou portiques métalliques en façade	4	1.4
17	Systèmes comportement des étages souples	2	1.2

7.3.1.- Proposition 1

$R_c = R_d \cdot R_s$, la formulation de R_d est la forme simplifiée du coefficient R_μ introduit par Fajfar (1999) ; reprise par l'EC-8 ; R_s tiré du tableau 7.3.

$$1.5 \leq R_c = R_d \times R_s \leq R_\mu = \mu_\Delta$$

$$R_c = 1 + (R_d + 1) \frac{T_1}{T_2} \leq R_s \quad \text{et} \quad T_{\text{vibration propre}} \leq T_{2\text{ground}} \quad (6b)$$

$$R_c = R_d \times R_s = R ; R_d = R_\mu = \mu_\Delta \quad \text{et} \quad R_s = 1 \quad T \geq T_2$$

7.3.2.- Proposition 2

Afin de se prémunir contre un éventuel dépassement de la capacité de déformation, une réduction de la capacité de ductilité de 1/3 (relation 7), pour un dimensionnement avec une période de retour de 475 ans (10% en 50 ans) est introduite. La totalité de la capacité de ductilité ne sera mobilisée que pour une période de retour de 2475 ans (2% en 50 ans). R_s est donné par le tableau 7.3

$$1.5 \leq R_c = R_d \times R_s \leq R_\mu = \mu_\Delta \quad (7)$$

$$R_d = 1 + (R_d + 1) \frac{T_1}{1.5T_2} \leq R_s \quad \text{et} \quad T_{\text{vibration propre}} \leq 1.5 T_{2\text{ground}}$$

$$R_c = R_d \times R_s = R ; R_d = R_\mu = \mu_\Delta \quad \text{et} \quad R_s = 1 \quad T \geq 1.5 T_2$$

Le facteur de réserve de résistance R_s est pris égal à l'unité pour la plage des périodes longues ($T \geq T_2$ ou $T \geq 1.5T_2$) respectivement pour les 2 propositions précitées.

A titre d'illustration les figures suivantes regroupent les courbes des différentes propositions faites ainsi que celles du code CPA (2005) et le NBCC (2005) pour le cas des portiques en béton armé.

CPA (2005) :

$$R_a = 1 + (R - 1)/1.5$$

$$R_d = \begin{cases} \sqrt{2R_a - 1} + \left(\sqrt{2R_a - 1} - 1\right) \frac{T - 0.2T_2}{0.2T_2} & T \leq 0.2T_2 \\ \sqrt{2R_a - 1} & 0.2T_2 \leq T \leq 0.6T_2 \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(R_a - \sqrt{2R_a - 1}\right) \frac{T - 0.6T_2}{0.4T_2} & 0.6T_2 \leq T \leq T_2 \\ R_a & T \geq T_2 \end{cases}$$

$$R_s = 1.4 \times 1.5 = 2.1 \quad \text{Structures en béton armé}$$

NBCC (2005)

$$R_c = R_d \cdot R_s \quad R_d = 3.5 \quad R_s = 1.6 ; \quad R_c = 5.6 \quad \text{Voiles hautement ductiles}$$

$$R_c = R_d \cdot R_s \quad R_d = 2.0 \quad R_s = 1.4 ; \quad R_c = 2.8 \quad \text{Voiles moyennement ductiles}$$

EC-8 (CEN 2004a)

$$R_c = R_d \cdot R_s \quad R_c = 4 \times 1.0 = 4.0 \quad \text{Voiles hautement ductiles}$$

$$R_c = R_d \cdot R_s \quad R_c = 3.0 \times 1.0 = 3.0 \quad \text{Voiles moyennement ductiles}$$

La proposition recommandée pour être retenue est la **proposition 2**, qui permet en plus de la non prise en considération du facteur de sur-résistance pour les périodes longues, la réduction la capacité de ductilité et l'amplification de la plage de périodes courtes et intermédiaires. Cette proposition donne un facteur de comportement réduit figure 7.2 et 7.3, d'où un effort tranchant de dimensionnement plus important. On peut constater que ces valeurs restent très proches de celles de l'EC-8 pour le cas des structures moyennement ductiles (CDM). Les graphes illustrant les propositions une et deux ont été tracés en considérant un niveau de ductilité $\mu = 2.68$ (moyenne obtenue de l'étude numérique) et un facteur de sur-résistance minimal $R_s = 1.5$.

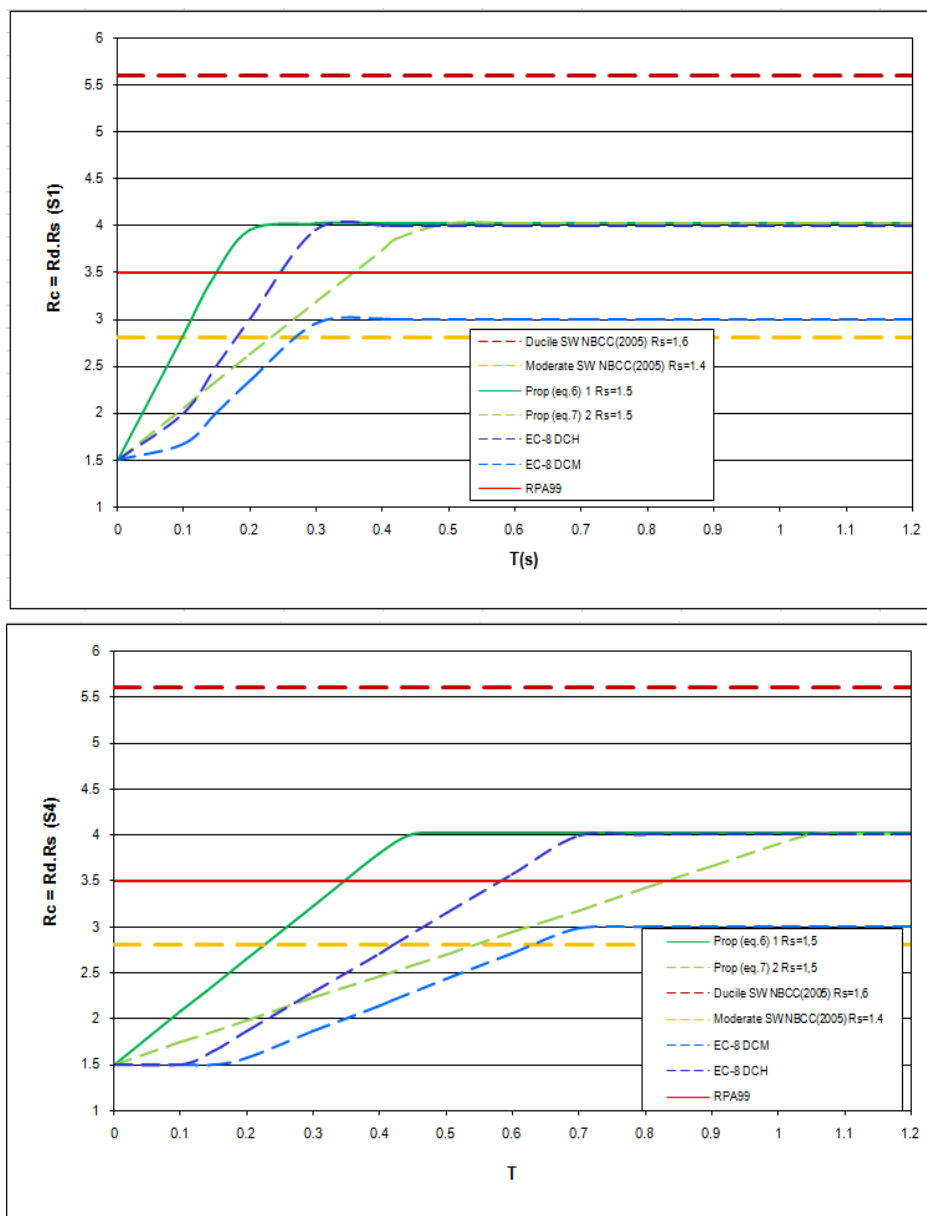


Figure 7.3 :Facteur de comportement proposé R_c pour Sol rocheux et très meuble.

Ces figures confirment que le facteur de comportement du RPA99 , a sous-estimé la demande de résistance des structures appartenant aux plages des périodes courtes et intermédiaires

7.4.- Recommandations :

- Spécifiant des valeurs pour le facteur de comportement indépendamment de la période et du niveau de ductilité est non conservateur pour les structures appartenant aux plages de périodes courtes et intermédiaires où la force de calcul sera inévitablement sous-estimée.
- Introduire le facteur de comportement dans ce nouveau format va indéniablement permettre de hisser la procédure de dimensionnement en force (FBD, ex le code RPA99) à un dimensionnement articulé sur la philosophie de performances (PBD), où le facteur R sera un facteur d'accompagnement permettant le passage d'un état limite à un autre en faisant observer implicitement les critères établis, garantissant la performance parasismique désirée

Références:

ASCE 7-05 (2006). American Society of Civil Engineers 'Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures' Chapter 12: Seismic Design Requirements for Building Structures

ATC, (1995a). Structural Response Modification Factors, ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California

Borzi B., Elnashai A.S. 2000, 'Refined Force Reduction Factors for Seismic Design', Engineering Structures (2000), 22, 1244-1260.

Chai J.F, Teng T.J. and Tsai K.C. 2009 'Development of seismic force requirements for buildings in Taiwan' Earthquake Engineering & Engineering Vibration (2009) 8 : 349-358

CEN (2004a) European Standard EN 1998-1: 2004 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Comité Européen de normalisation, Brussels

Fajfar P. 1999. 'Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra', Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, (1999), 28 979-993.

Kappos A.J. 1999. 'Evaluation of Behaviour Factors on the Basis of Ductility and Overstrength Studies, Engineering Structures', 21 (1999), 823-835.

Lam N., Wilson J., Hutchison G. 1998. 'The Ductility Reduction Factor in the Seismic Design of Buildings', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.27 749-769. Elsevier

Miranda E., Bertero V. 1994, 'Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design', Earthquake Spectra 10 (2), 357-379

Miranda E., 1997, 'Strength Reduction Factors in Performance-Based Design', NISEE, Berkeley, California.

Mwafy A.M., Elnashai A.S. 2002. 'Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings. Journal of Earthquake Engineering (2002) 6(2): 239-273.

Nassar A. and Krawinkler H. 1991. "Seismic Demands for SDOF Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

NZS 4203 (1992). General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Wellington, Standards Association of New Zealand

RPA99 Règles Parasismiques Algériennes, CGS Jan. 2003

Vidic T., Fajfar P., Fishinger M. 1994. 'Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement', Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. (1994) 23 507-521.

Whittaker A., Hart G, Rojahn C. 1999. 'Seismic Response Modification Factors' Journal Structural Engineering, April 1999 pp 438-444.

Zsutty T.C. and Shah H.C. June 1978. 'Recommended Seismic Resistant Design Provisions for Algeria', the John A.Blume Center; Stanford University

CONCLUSION

« Après toute conclusion, une nouvelle porte de curiosité s'ouvre » A.A.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Conclusions

La leçon tirée des expertises des récents séismes sur la réponse des structures contreventées par des voiles-structuraux, a remis en question nos connaissances et notre compréhension sur des approches que nous pensions techniquement valable. En effet pour comprendre le passage de la phase élastique à celle de l'inélastique des voiles-structuraux, il est nécessaire d'avoir :

- Une bonne compréhension de la composition microstructurale des matériaux composants cet élément ainsi que les modèles théoriques qui régissent les différents modes de comportement, une maîtrise des logiciels spécialisés dans la matière qui peuvent simuler le comportement escompté que ce soit sur le plan local et global (model de comportement des matériaux et nature de l'analyse) et d'un esprit d'analyse et de critique aigüe.

Dans cette même optique les objectifs principaux de ce travail sont :

1.-Hisser notre règlement Algérien RPA 99-ver 2003 au niveau des autres codes en le confortant par des propositions et des formulations appuyées par des recherches scientifiques et de publications académiques dans des revues respectables changeant ainsi la culture plagiste et non sérieuse dont dispose notre règlement.

2.-Passer en revue la procédure de dimensionnement des structures contreventées par voiles en BA établie par le code RPA99 et apporter l'information et outils nécessaires pour une éventuelle réhabilitation réglementaire.

Notre investigation a été conduite via une modélisation numérique via le logiciel non linéaire Peform3D les résultats de cette simulation après calibrage du modèle nous a permis d'établir les conclusion suivantes :

Modélisation et Comportement Global :

L'étude menée sur l'incidence de la modélisation des rotules plastiques sur le comportement non linéaire des voiles en BA a montré que les modèles à caractère réparti (élément fibre et élément couches (layer)) restent les plus indiqués du fait qu'ils permettent la modélisation des zones confinées et les zones courantes séparément ainsi qu'une exploitation rationnelle le long de l'élément. Ceci permet de déceler les zones vulnérables d'une manière précise. Cependant l'élément fibre permet une exploitation plus riche ; déformation et contraintes des matériaux, rotation de l'élément localement et une lecture appropriée du comportement global de la structure (effort-déplacement). Concernant le modèle à rotule concentrée (pier), ce dernier offre une lecture très limitée se résumant sur le plan local à l'évolution de la rotation de l'élément.

Comportement Local de l'Élément et de la Section :

a)- Étendue de la rotule plastique L_p

La longueur de la rotule plastique affecte significativement la résistance et la déformation des structures en voiles pour les valeurs $0,25L_w \leq L_p \leq 0,63L_w$. Le gain de résistance et de déformation augmente linéairement jusqu'à $L_p = 0,63l_w$ où il reste inchangé. Cette valeur spécifique caractérise l'état limite ultime au-delà duquel les résultats obtenus deviennent irrationnels. La valeur normative de $L_p = 0,5L_w$ limite l'incursion dans le domaine plastique en préservant une marge de sécurité supplémentaire (20% en déformation). La variation de la longueur plastique provoque un déplacement de l'axe neutre de la section de l'âme formant deux familles de comportement (σ - ε) délimitées par la valeur normative de $0,5L_w$. Ce décalage s'accroît entre $0,57L_w$ et $0,63L_w$ conduisant à une optimisation des matériaux (béton confiné en compression) augmentant l'aire confinée d'où la capacité de rotation. Des valeurs de rotation cohérentes avec les déformations à l'état limite (I.O), (L.S), (N.C) pour le comportement en flexion-cisaillement sont proposées pour une armature en acier conventionnel :

$$\theta_{IO} = 0.0033rd, \quad \theta_{LS} = 0.0083rd, \quad \theta_{NC} = 0.0128rd.$$

b)- Résistance du béton f_{c28}

L'augmentation de f_{c28} améliore la résistance (jusqu'à 50% de gain) des voiles élancés fortement chargés ($\lambda=2.5$) et diminue la ductilité (30% de perte est enregistrée). Cependant, elle n'a pas d'effet significatif pour les voiles très élancés ($\lambda=3.5$).

c)- Taux d'armature longitudinale ρ_l

L'augmentation de ρ_l conduit à un gain significatif de résistance (jusqu'à un gain de 50%) pour les voiles faiblement chargés ($v=0.1$ pour $\lambda = 2.5-3.5$). Alors qu'une perte de ductilité est remarquée (25 et 40%) respectivement pour $v = 0.25$ et $v=0.1$ avec ($\lambda = 2.5-3.5$). La déformation ultime de l'acier $\varepsilon_{su}=0,30$ est recommandée afin d'éviter le phénomène d'instabilité hors plan.

d)- Effort normal réduit v

L'effort normal réduit v améliore légèrement la résistance des voiles très élancés ($\lambda=3.5$). Cependant, il réduit la limite d'élasticité conduisant à une augmentation substantielle de la ductilité si $\lambda = 2.5$.

e)- Taux d'armature transversale ρ_{sh}

Le taux d'acier transversal influe faiblement sur la capacité de résistance des voiles très élancés ($\lambda = 3,5$) quelque soit l'intensité de la charge axiale. Pour les voiles moyennement élancés ($\lambda = 2.5$), ρ_{sh} a un faible effet sur la capacité de résistance si $v = 0,1$ et reste sans effet si $v = 0,25$.

Le taux d'acier transversal ρ_{sh} influe faiblement la capacité de déformation des voiles. Afin d'obtenir un rapport de confinement rationnel, une limite effective du taux d'acier transversal ($\rho_{sh}=1\%$) est recommandée.

f)- Étendue de la section confinée CS

L'étendue de la section confinée n'a aucun effet sur les capacités de résistance et de déformation de l'âme (indépendamment de son élancement et de la force axiale qu'elle supporte).

g)- Effet de la bielle de compression et du rapport d'élancement λ .

Pour les voiles ayant un élancement $\lambda \geq 2$ l'effet de la bielle comprimée est négligeable (les gains ne dépassent pas 10%), cependant, il sera significatif pour les voiles courts où ces gains peuvent dépasser 20%. L'augmentation de l'élancement λ , favorise la déformabilité du voile, tout en réduisant sa rigidité. Il retarde l'apparition de la limite d'élasticité (allant de 65% à 186%) ce qui entraîne une perte conséquente de rigidité traduite par une baisse de résistance. La déformation ultime est considérablement retardée (plus de 90%), augmentant ainsi la capacité de dissipation de l'énergie.

Pour les voiles faiblement chargés ($v = 0.1$), il faut souligner que le comportement flexionnel s'annonce pour un élancement $\lambda = 2.5$ et sera dominant pour $\lambda = 3.0$. Cependant pour le cas des voiles fortement chargés ($v = 0.25$), ce comportement prend effet pour $\lambda = 3$ et devient dominant après $\lambda = 3.5$. Le rapport d'élancement (longueur/largeur) décrivant un comportement purement flexionnel omettant l'effet de l'effort normal v n'est pas réaliste. Une limite de ce facteur prenant en compte l'effet de la position du voile (faible ou forte charge axiale v) est proposé :

$$\lambda_{\min} \geq 3,5 \times (1 - (0,25 - v)).$$

Nous concluons que l'élancement $\lambda = 3.5$ représente le seuil au-delà duquel le voile présente un comportement purement flexionnel. Enfin, il a été constaté que les capacités des voiles structuraux en béton armé (VSBA) sont très sensibles à la résistance du béton f_{c28} , à l'effort normal réduit v , au taux d'acier longitudinal ρ_l , et à l'étendue de la longueur plastique L_p .

Cependant, ils restent moins sensibles au taux d'acier transversal ρ_{sh} et à la profondeur de la zone de confinement CS. Il a été mis en évidence que l'élancement géométrique λ reste le facteur déterminant sur la réponse NL du voile.

Perspectives :

Au cours des dernières décennies, la conception des structures contre les tremblements de terre a connu un processus continu et accéléré dans l'évolution des approches et des moyens d'investigations. L'histoire, qui a commencé par une simple charge latérale proportionnelle à la masse induisant ainsi une action élastique, a maintenant évolué vers une considération explicite d'une panoplie de séismes tel que : de conception fréquent, occasionnel, rare, très rare et extrêmement rare, appliquée à une variété de modèles à base d'éléments finis ou de macro-modèles qui peuvent simuler les comportements non linéaires les plus complexes. Conjugué à la croissance exponentielle de la puissance de calcul au cours des dernières années est qui ne cesse de réduire le fossé entre les moyens expérimentaux à échelle réel qui coutent très cher (moyens humain et financier) et les modèles mathématiques implémentés dans logicielles complexes très puissant qui restent plus au moins à la portées des chercheurs.

Avec un tel éventail d'options disponibles de méthodes d'analyse numériques, la grande diversité de modèle à choisir dans la simulation numérique implémenté dans les logiciel et la puissance des machines de calcul actuel. Nous jugeons utiles :

- D'investir dans la formation la maîtrise des logiciels qui traitent les problèmes de simulation les plus complexes.

- De hisser et de revoir les recommandations préconisées dans le règlement parasismique RPA en l'étoffant par des propositions et des limites réglementaires proprement Algériennes.

- De continuer les recherches sur le facteur de comportement « R », jusqu'à l'établissement d'une relation qui sera fonction de la position géométrique, du type du voile structural (linéaire, avec raidisseur ou en profilé), le pourcentage de voiles structuraux qui ont une tendance flexionnelles ou de cisaillement, la proximité ou non de la faille sismique et de la période fondamentale de l'ouvrage.

- De développer un macro-model qui prend en compte l'effet de la flexion, l'effort normal et le cisaillement et la torsion d'une manière réellement combiné et non superposé avec la prise en compte de la relaxation du plancher qui surplombe la zone de plastification afin de pouvoir prendre en compte l'immigration de la roue aux niveau supérieure.

- De Placer et de préparer l'assise d'un nouveau règlement qui s'intéresse aux ouvrages élancés et complexes (Complexe and High Rise Building) indépendamment du règlement existant RPA.

ANNEXE A
DESCRIPTION MATHÉMATIQUE
DU MODÈLE ANALYTIQUE

ANNEXE A

A.1.- Description mathématique du modèle analytique :

Le MVLE a été choisi comme exemple pour modéliser un voile-structurel en béton armé. La figure A.1 montre la discrétisation d'un voile-structurel en une série de N macroéléments où chaque macro-élément est composé par un sous-élément uni-axial de rigidités k_i ($i = 1, \dots, n$) assemblés en parallèles aux niveaux des planchers supposés infiniment rigides (pas de déplacement de plancher) [15] ,[62].

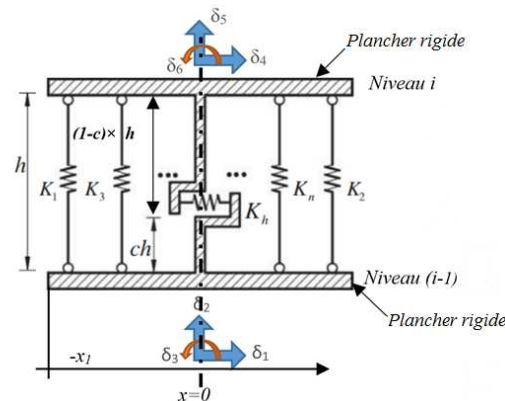


Figure A.1 : Présentation du macro-élément type (MVLE)[64].

Une densification par des sous-éléments (n) est possible afin d'obtenir une discrétisation plus raffinée du voile-structurel. Les propriétés de rigidités et les relations « force-déplacement » des sous-éléments uni-axiaux sont définies à partir des lois de comportement des matériaux et du ferrailage spécifique assigné à chaque sous-élément uni-axial figure A.2.

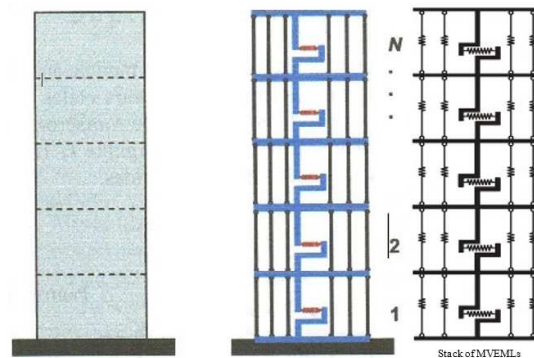
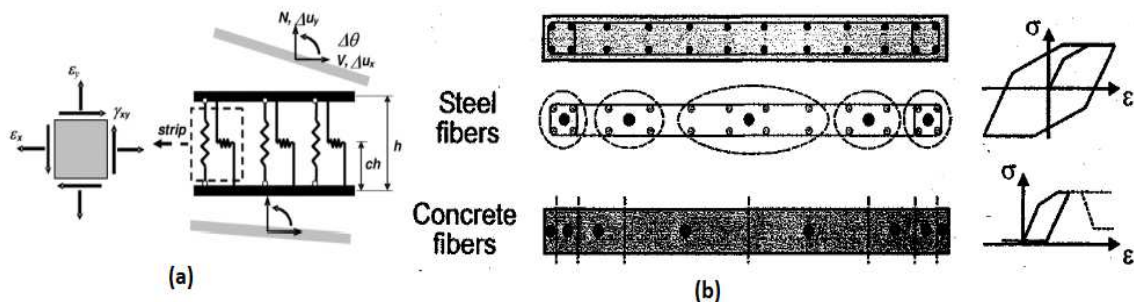


Figure A.2 : Modélisation par macro - éléments superposés « Stacks » d'un voile-structurel[64].



a).- Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element: (a) model element (adapted from Orackal et al., 2006), and (b) element section modeling (Massone et al., 2012).

b).- Fiber Section for Membrane Behaviour of a Wall

Figure A.3 : Exemple de ferrailage de la section d'un macro-élément [61].

L'évaluation de la réponse en flexion du modèle et de sa capacité de résistance vis-à-vis des forces latérales sont effectuées en admettant précisément que les déformations dans le béton et l'acier pour chaque sous-élément uni-axial sont égales (adhérence parfaite). L'effet du cisaillement du voile structural est traduit par la présence d'un ressort horizontal non linéaire de rigidité k_0 et de comportement élasto-plastique écrouissable tel que la rotation relative du macro-élément se produit autour d'un point défini sur l'axe central à une hauteur $c.h$ figure A.4, où c , est un paramètre qui dépend de la distribution spécifique de la courbure figure A.4. Le choix de ce paramètre devient important dans la phase où les déformations inélastiques sont attendues, puisque des petits changements du moment peuvent rapporter des distributions fortement non-linéaires de la courbure. En conséquence, des valeurs plus petites de c devraient être utilisées pour tenir compte de la distribution non linéaire de la courbure sur la hauteur du voile structural figure 2.4. Une valeur de $c = 0.4$ à 0.5 est recommandée par Vulcano et Bertero (Vulcano et al, 1987, Vulcano et al, 1988) [61]. A. Atmani, Z. Boudaoud, N. Djebbar 2018 proposent la valeur de « c » entre $0.25 \leq L_p \leq 0.63$ ou La valeur de 0.63 est un seuil limite ou au-delà les résultats deviennent incohérents [12].

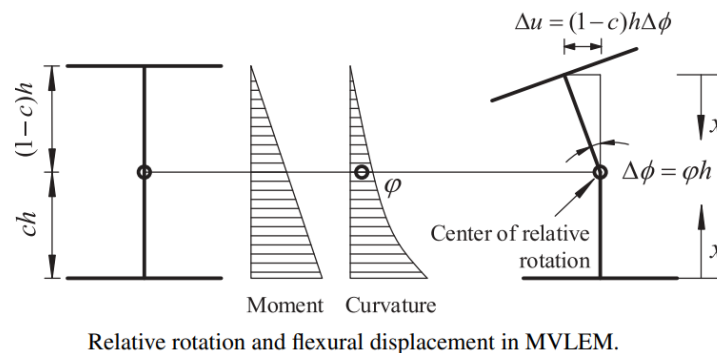


Figure A.4 : Rotations et déplacements de flexion du macroélément [3].

Les déformations de flexion et de cisaillement du macro-élément sont découplées figure A.5. Les rotations et les déplacements transversaux résultants sont calculés en fonction de la courbure déterminée à partir des propriétés de la section et du comportement du matériau. La prise en compte de la plasticité induit une relation non linéaire entre moment et courbure.

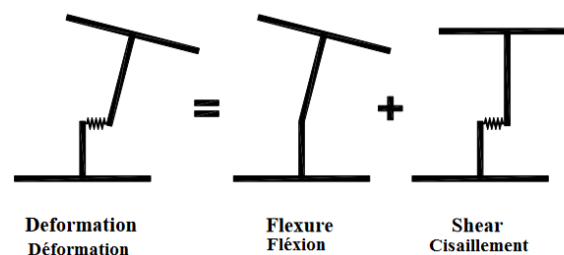


Figure A.5 : Mode de déformation découplée : flexion +cisaillement [3] [64].

A.1.1.- Relations entre les degrés de liberté du macroélément et les degrés de liberté conventionnels :

Chaque macroélément (bidimensionnel) possède six degrés de liberté, trois degrés de liberté pour chacun des deux nœuds, situés respectivement au centre des poutres rigides supérieures et inférieures, au niveau des planchers figure A.5. La déformation dans chaque sous-élément uni-axial est obtenue à partir des six degrés de liberté nodaux du macroélément (translations et rotations). En conséquence, si δ est le vecteur qui représente les composantes de déplacement correspondant aux six degrés de liberté nodaux de chaque macroélément (montrés à la figure 4.28) Hemsas a.b , Sidi M. Elachachi [62] et Kutay Orakcal Leonardo M. Massone John W. Wallace [64]:

$$[\delta]^T = [\delta_1 \delta_2 \delta_3 \delta_4 \delta_5 \delta_6] \quad \text{Eq.1}$$

$$[u] = [a] \cdot [\delta] \quad \text{Eq.2}$$

Alors, les déplacements résultants des sous-éléments uni-axiaux sont obtenus par Où $[u]$ désignent les déplacements axiaux des n sous-éléments uni-axiaux :

$$[u]^T = [u_1 u_2 \dots u_i \dots u_n]^T \quad \text{Eq.3}$$

$[a]$ est la matrice de transformation géométrique qui transforme les composantes de déplacements nodaux en déformations des sous-éléments uni-axiaux :

$$[a] = \begin{bmatrix} 0 & -1 & -x_1 & 0 & 1 & x_1 \\ 0 & -1 & -x_2 & 0 & 1 & x_2 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & -1 & -x_i & 0 & 1 & x_i \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & -x_n & 0 & 0 & x_n \end{bmatrix} \quad \text{Eq.4}$$

$$\varepsilon_i = \frac{u_i}{h} \quad \text{Eq.5}$$

La déformation axiale moyenne ε_i dans chaque sous-élément uni-axial peut donc être calculée en divisant le déplacement axial par la hauteur du macro-élément, h : La déformation du ressort horizontal de cisaillement (u_H) de chaque macroélément peut également être reliée aux composantes de déplacement qui correspondent aux six degrés de liberté nodaux comme suit :

$$u_H = [b]^T [\delta] \quad \text{Eq.6}$$

Où le vecteur de transformation géométrique $[b]$ est défini par :

$$[b]^T = [1 \quad 0 \quad -ch \quad -1 \quad 0 \quad -(1-c)h]^T \quad \text{Eq.7}$$

L'aire assignée à chaque sous-élément uni-axial résulte de la discrétisation géométrique illustrée à la figure A.5. La rigidité et la résistance (relations force-déplacement) des sous-éléments uni-axiaux sont définies selon les lois de comportement uni-axiales adoptées pour les matériaux utilisés (béton et acier). Pour un niveau de déformation donné (e), la rigidité axiale du $i^{\text{ème}}$ sous-élément uni-axial (k) est définie par une relation d'homogénéisation :

$$k_i = \frac{1}{h} [(E_b)_i (A_b)_i + (E_s)_i (A_s)_i] \quad \text{Eq.8}$$

Où $(E_b)_i$ et $(E_s)_i$ sont les modules respectifs pour le béton et l'acier, au niveau de déformation donné (ε_i) ; $(A_b)_i$ et $(A_s)_i$; sont les sections du béton et de l'acier du sous-élément et h est sa hauteur. La force axiale dans le $i^{\text{ème}}$ sous-élément uni-axial est définie par :

$$f_i = (\sigma_b)_i (A_b)_i + (\sigma_s)_i (A_s)_i \quad \text{Eq.9}$$

où $(\sigma_b)_i$ et $(\sigma_s)_i$ sont les contraintes du béton et de l'acier correspondant à la déformation (ε_i) La rigidité de cisaillement (k_H) et la force dans le ressort horizontal (f_H) pour un déplacement donné du ressort (up) sont déterminées à partir de la relation force-déplacement adoptée pour le modèle définissant le comportement en cisaillement du ressort horizontal. En conséquence, si (kH) est la rigidité du ressort horizontal, (kH) la rigidité du $i^{\text{ème}}$ sous-élément, et z ; est la distance entre le $i^{\text{ème}}$ sous-élément et l'axe central du macroélément figure A.6, la matrice de rigidité d'un macroélément est de six degrés de liberté de déformation montrée à la figure A.6 est donnée par (Orakcaletal., 2004) [47]

$$[K_e] = [T]^T [K][T] \quad \text{Eq.10}$$

$$[T] \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ -1/h & 0 & 1 & 1/h & 0 & 0 \\ -1/h & 0 & 0 & 1/h & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{Eq.11}$$

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n k_i & -\sum_{i=1}^n k_i x_i & \sum_{i=1}^n k_i x_i \\ k_h c^2 h^2 + \sum_{i=1}^n k_i x_i^2 & k_h c(1-c)h^2 & -\sum_{i=1}^n k_i x_i^2 \\ \text{sym.} & k_h(1-c)^2 h^2 & -\sum_{i=1}^n k_i x_i^2 \end{bmatrix} \quad \text{Eq.12}$$

où $[T]$ est la matrice élémentaire correspondant aux trois degrés de liberté d'extension, de rotation relative au niveau inférieur et de rotation relative au niveau supérieur de chaque macro-élément (Figure A.6). $k_h = \frac{GA'}{h}$ Avec : k_h : Rigidité du ressort horizontal ; G : Module de cisaillement ; A' : Section effective du cisaillement

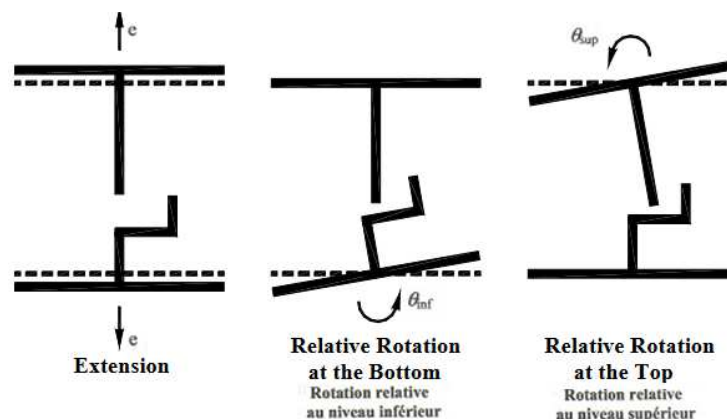


Figure A.6 : Modes de déformations du macroélément (Vulcano et al. 1988) [64]

$$\begin{Bmatrix} e \\ \theta_{\text{inf}} \\ \theta_{\text{sup}} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ -\frac{1}{h} & 0 & 1 & \frac{1}{h} & 0 & 0 \\ -\frac{1}{h} & 0 & 0 & \frac{1}{h} & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \end{Bmatrix} \quad \text{Eq.13}$$

En utilisant la matrice [T] de l'équation (2.11), on peut relier les six degrés de liberté (Eq.13) aux trois degrés de liberté correspondant respectivement aux déplacements d'extension, de rotation relative au niveau inférieur et de rotation relative au niveau supérieur de chaque macroélément :

2.-Développement de la matrice de rigidité K du macroélément « θ_{inf} » :

Il est à noter que le macro-élément subit trois types de déformations relatives dus aux forces extérieures, à savoir l'extension, la rotation relative de la poutre rigide inférieure et la rotation relative de la poutre rigide supérieure Figure A.6. Ces déformations engendrent simultanément un effort d'extension verticale F_v , un moment inférieur M_{inf} et un moment supérieur M_{sup} .

Ces efforts sont reliés aux déformations dans le repère local, par la relation suivante [62] et [64]

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad \text{Eq.14}$$

Tel que :

$$\{F\} = [F_v \ M_{\text{inf}} \ M_{\text{sup}}]^T \quad \text{Eq.15}$$

$$\{d\} = [e \ \theta_{\text{inf}} \ \theta_{\text{sup}}]^T \quad \text{Eq.16}$$

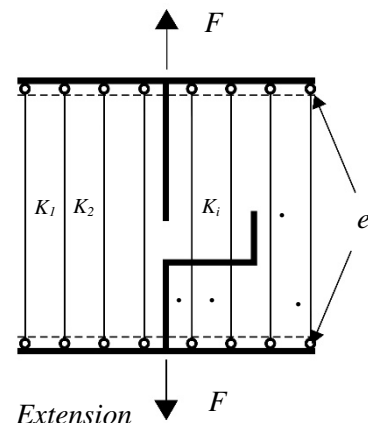
et [K] est la matrice de rigidité du macro-élément donnée par l'équation 12 et déterminée de la manière suivante :

Détermination de la 1^{ère} ligne de la matrice de rigidité ou l'effort d'extension verticale dans le macro - élément :

Sous l'action des forces extérieures, les sous-éléments du macro - élément subissent des déformation longitudinales dues :

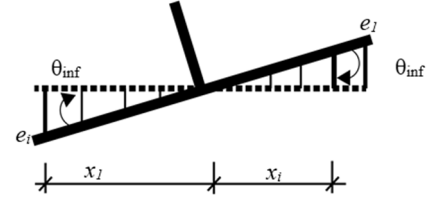
Effort dû à l'extension pure « e » :

$$F_e = \sum_{i=1}^n N_{e,i} = \sum_{i=1}^n K_i \cdot e_i = \left(\sum_{i=1}^n k_i \right) \cdot e$$



Effort dû à la rotation inférieure du macro-élément « θ_{inf} » : dû à la rotation inférieure « e_{inf} » du macro-élément, les sous-éléments subissent des déformations longitudinales « e_i », proportionnelles à leurs distances « x_i » par rapport à l'axe neutre du macroélément [64]:

$$e_{i,inf} = -x_i \cdot \theta_{inf}$$



$F_{inf} = \sum_{i=1}^n N_{i,inf} = \sum_{i=1}^n K_i \cdot e_{i,inf} = -(\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i) \cdot \theta_{inf}$ L'effort correspondant « F_{inf} » est la somme de tous les efforts N_i des sous-éléments alors :

Effort dû à la rotation supérieure

$$e_{i,sup} = -x_i \cdot \theta_{sup}$$

$F_{inf} = \sum_{i=1}^n N_{i,sup} = \sum_{i=1}^n K_i \cdot e_{i,sup} = -(\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i) \cdot \theta_{sup}$ L'effort totale est donné par :

$$F_{sup} = F_e + F_{inf} + F_{sup}$$

D'où la première ligne de la matrice de rigidité du macroélément :

$$F_v = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n k_i & -\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i & \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e \\ \theta_{inf} \\ \theta_{sup} \end{Bmatrix}$$

Le moment interne inférieur « $M_{\theta_{inf}}^{inf}$ » est engendré par les trois types de déformation suscitée :

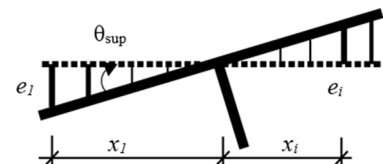
$$M_{\theta_{inf}}^{inf} = \sum_{i=1}^n k_i \cdot e_i \cdot x_i$$

Or, $e_i = x_i \cdot \theta_{inf}$

$$M_{\theta_{inf}}^{inf} = \sum_{i=1}^n k_i \cdot e_i \cdot x_i = \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i \cdot \theta_{inf} \cdot x_i = \left(\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 \right) \cdot \theta_{inf}$$

- Détermination du moment $M_{\theta_{sup}}^{inf}$ du a la rotation supérieure :

$$M_{\theta_{sup}}^{inf} = \sum_{i=1}^n k_i \cdot e_i \cdot x_i$$



Or,

$$e_i = x_i \cdot \theta_{\text{sup}}$$

$$M_{\theta_{\text{sup}}}^{\text{inf}} = - \sum_{i=1}^n k_i \cdot e_i \cdot x_i = - \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i \cdot \theta_{\text{sup}} \cdot x_i = - \left(\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 \right) \cdot \theta_{\text{sup}}$$

Alors, $M^{\text{inf}} = M_e^{\text{inf}} + M_{\theta_{\text{inf}}}^{\text{inf}} + M_{\theta_{\text{sup}}}^{\text{inf}}$

$$M^{\text{inf}} = \left(\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i \right) \cdot e + \left(\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 \right) \cdot \theta_{\text{inf}} - \left(\sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 \right) \cdot \theta_{\text{sup}}$$

Donc, la deuxième ligne de la matrice de rigidité est :

$$M^{\text{inf}} = \begin{bmatrix} - \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i & \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 & - \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e \\ \theta_{\text{inf}} \\ \theta_{\text{sup}} \end{Bmatrix}$$

4.- Détermination de la 3eme ligne de la matrice de rigidité ou le moment supérieure dans le macroélément :

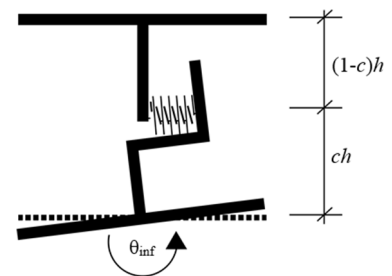
En procédant de la même manière et en tenant compte des conventions de signes, on trouve

$$M^{\text{sup}} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i & - \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 & \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e \\ \theta_{\text{inf}} \\ \theta_{\text{sup}} \end{Bmatrix}$$

4.- Détermination des moments dus aux déformations transversale (ressort horizontal) produites par les rotations inférieures et supérieures :

La déformation du ressort engendre un effort égal à :

$$f_H = k_H \cdot e_H$$

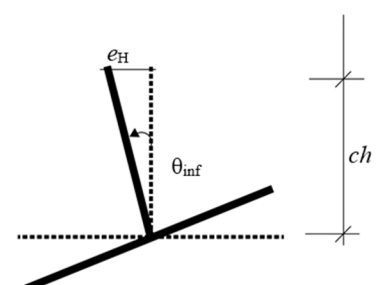


Moments inférieurs et supérieurs dus à la déformation produite par la rotation inférieure :

La déformation e_H peut être déterminée en fonction de la rotation θ_{inf} comme suit :

$$e_H = ch \cdot \theta_{\text{inf}}$$

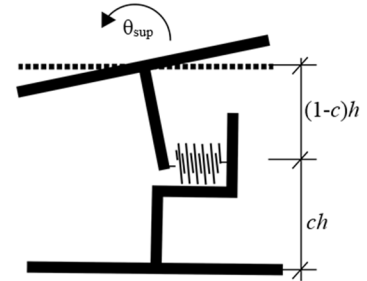
$$M_{\text{inf}} = f_H \cdot ch = k_H \cdot ch \cdot \theta_{\text{inf}} \cdot ch = k_H \cdot (ch)^2 \cdot \theta_{\text{inf}}$$



$$M_{\text{sup}} = f_H \cdot (1 - ch)h = k_H \cdot ch \cdot \theta_{\text{inf}} \cdot (1 - c)h = k_H \cdot c \cdot (1 - c) \cdot h^2 \cdot \theta_{\text{inf}}$$

La déformation e_H peut être déterminée en fonction de la rotation θ_{sup} comme suit :

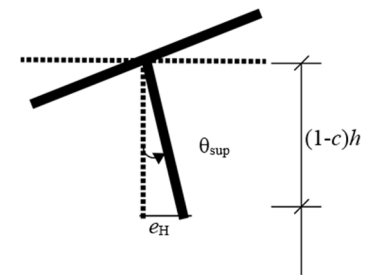
$$e_H = (1 - c) \cdot h \cdot \theta_{\text{sup}}$$



Les Moment inférieurs et supérieurs dus à l'extension e_H sont :

$$M_{\text{inf}} = f_H \cdot ch = k_H(1 - c)h \cdot \theta_{\text{inf}} \cdot ch = k_H \cdot c \cdot (1 - c) \cdot h^2 \cdot \theta_{\text{sup}}$$

$$M_{\text{sup}} = f_H \cdot (1 - ch)h = k_H \cdot (1 - c)h \cdot \theta_{\text{inf}} \cdot (1 - c)h = k_H \cdot (1 - c)^2 \cdot h^2 \cdot \theta_{\text{inf}}$$



Enfin, nous retrouvons la matrice K donnée par l'équation (Eq.12)

L'équation (Eq.15) peut donc être écrite sous la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} F \\ M_{\text{inf}} \\ M_{\text{sup}} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i & - \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 & \sum_{i=1}^n k_i \cdot x_i^2 \\ k_h c^2 h^2 + \sum_{i=1}^n k_i x_i^2 & k_H c(1 - c)h^2 - \sum_{i=1}^n k_i x_i^2 & \\ & k_H(1 - c)^2 h^2 + \sum_{i=1}^n k_i x_i^2 & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e \\ \theta_{\text{inf}} \\ \theta_{\text{sup}} \end{Bmatrix}$$